

S.I.G.E.D. SRL

DISCARICA S.I.G.E.D. DI SCALA ERRE (SS)


PROGETTO ESECUTIVO CAPPING II LOTTO DISCARICA S.I.G.E.D. DI SCALA ERRE (SS)

Comm. 1412_IC110_23

Milano, Settembre 2023

A cura di: **Dr. Geol. F. Bossich**
Dr. Arch. M. Sommaruga

Hanno collaborato : **Dr. Ing. E. Samuelli**


BOSSICH GEOENGINEERING S.r.l.
Società di Geingegneria
L'AMMINISTRATORE
Dr. Geol. F. Bossich



INDICE

PREMESSA 4

SINTESI PROGETTUALE..... 4

QUOTA MASSIMA DI ABBANCAMENTO A RIFIUTO ASSESTATO 5

STATO DI FATTO DELLA SUPERFICIE DI ABBANCAMENTO RIFIUTI DEL SECONDO LOTTO SIGED (TAV 01)..... 6

INCREMENTO VOLUMETRICO DI RIFIUTO 7

AGGIORNAMENTO MORFOLOGIA COPERTURA PROVVISORIA 8

STRATIGRAFIA ATTUALE DELLA COPERTURA PROVVISORIA E DEFINITIVA DELLA DISCARICA SIGED (DA AIA)..... 8

PROPOSTA NUOVA COPERTURA FINALE CAPPING SECONDO LOTTO RICHIAMATA AL DECRETO LEGISLATIVO 3 SETTEMBRE 2020, N. 121 10

STRATIGRAFIA PROPOSTA DI PROGETTO 11

DIMENSIONAMENTO DEL GEOCOMPOSITO DRENANTE 12

SCHEDA TECNICA GEOCOMPOSITO BENTONITICO 21

SCHEDA TECNICA GEOTESSILE NON TESSUTO PER BONIFICA AREA FANGHI 22

BONIFICA GEOTECNICA AREA FANGHI INIZIALE: RIDUZIONE DELLA SUPERFICIE ESPOSTA ALL'INFILTRAZIONE METEORICA..... 23

BONIFICA GEOTECNICA DELL'AREA FANGHI 25

SCORCI FOTOGRAFICI AREA FANGHI NEL TEMPO..... 26

INDAGINE PENETROMETRICA ESEGUITA PRESSO L'AREA FANGHI SOTTOCONSOLIDATI..... 28

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO ARGILLOSO UTILIZZATO PER IL CAPPING 30

BILANCIO SCAVI E RIPORTI DI RICALIBRATURA MORFOLOGICA..... 31

VOLUME DI RISPRISTINO DEL PRIMO MODULO DEL I LOTTO SIGED (TAV 10 P)..... 32

SEZIONE TIPO DI RACCORDO TRA PIANO STRADALE E SCARPATA DI RIMODELLAMENTO..... 33

SCHEMA GENERALE CON QUANTIFICAZIONE DIMENSIONALE DELLE OPERE PRINCIPALI 35

STIMA AFFLUSSI ACQUE METEORICHE E DIMENSIONAMENTO RETE DI DRENAGGIO FINALE..... 35

PENDENZA DELLA RETE DRENANTE 35

CARATTERIZZAZIONE MORFOMETRICA DELL'AREA SCOLANTE 36

MODELLAZIONE DELLA FORMAZIONE DEL DEFLUSSO: METODO CN-SCS..... 37

CALCOLO DEL CURVE NUMBER	38
DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	39
CALCOLO DELLE SOGLIE PLUVIOMETRICHE CON LA DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA TCEV	39
CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA	42
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE CANALETTE METEORICHE	45

ELENCO ELABORATI GRAFICI

TAV 1P RILIEVO STATO DI FATTO E POSIZIONE SEZIONI	
TAV 2P SEZIONI LONGITUDINALI STATO DI FATTO 7,8 E SEZIONI DETTAGLIO FRONTE SUD STATO DI FATTO A. B.	
TAV 3P SEZIONI TRASVERSALI STATO DI FATTO 1-2-3 (DIREZIONE (O – E)	
TAV 4P SEZIONI TRASVERSALI STATO DI FATTO 4-5-6 (DIREZIONE (O – E)	
TAV 5P SEZIONI TRASVERSALI STERRI E RIPORTI 1-2-3	
TAV 6P SEZIONI TRASVERSALI E LONGITUDINALI STERRI E RIPORTI 4-5-6	
TAV 7P PLANIMETRIA STERRI E RIPORTI CON SEZIONE LONGITUDINALE 7	
TAV 8P PLANIMETRIA SISTEMAZIONE STRADE E DRENAGGI	
TAV 9P SEZIONI PISTA PERIMETRALE ESISTENTE E DI PROGETTO	
TAV 10P PLANIMETRIA RIPRISTINO AMBIENTALE	
TAV 11P SISTEMAZIONE PROVVISORIA FRONTE SUD	
TAV 1G UBICAZIONE INDAGINI	
TAV 2G SEZIONI TOMOGRAFIE ELETTRICHE	
TAV 3G SEZIONI PROFILI PENETROMETRICI	
TAV 4G INQUADRAMENTO FOTO STORICHE	
TAV 5G EVOLUZIONE TEMPORALE AREE VASCHE FANGHI	

ALLEGATO FUORI TESTO

1412_IC110_23_ALL 1

VERIFICHE DI STABILITA' SUL FRONTE DEI RIFIUTI ABBANCATI NEL SETTORE MERIDIONALE
DEL 2° LOTTO DELLA DISCARICA S.I.GE.D. DI SCALA ERRE E DELLA STRATIGRAFIA DI
COPERTURA CAPPING

PREMESSA

La PROVINCIA DI SASSARI SETTORE 5 PROGRAMMAZIONE, AMBIENTE E AGRICOLTURA NORD OVEST, SERVIZI TECNOLOGICI in data 03.02.2022 inoltrava Pec alla Soc S.I.GE.D. srl, alla Regione Autonoma della Sardegna Assessorato della Difesa dell'Ambiente Servizio tutela dell'atmosfera e del territorio Settore Gestione Rifiuti ed all'A.R.P.A.S. Direzione Generale Dipartimento di Sassari, nell'ambito del procedimento per il riesame con valenza di rinnovo dell'Autorizzazione Integrata Ambientale n. 2 del 31/05/2010 (così come aggiornata con i provvedimenti del n. 1 del 29/04/2011 e n. 2 del 18/06/2020) definiva la sospensione della prima seduta della Conferenza di servizi decisoria, ex art. 14-ter, L. n. 241/1990, e s.m.i. - forma simultanea in modalità sincrona.

L'Ente Provinciale comunicava che la prima seduta della Conferenza di servizi decisoria, convocata con nota prot. 33905 del 18/07/2023 e svoltasi in data 01/08/2023, che è stata sospesa al fine di consentire al Proponente la trasmissione, entro 45 giorni, dei chiarimenti richiesti dagli enti presenti nel corso della medesima seduta.

La lettera perveniva via Pec alla Siged il 04.09.2023

La documentazione sarà trasmessa da SIGED a tutti gli enti in indirizzo e i lavori della Conferenza riprenderanno in data successiva alla ricezione della documentazione richiesta e, comunque, non oltre il 30/09/2023

SINTESI PROGETTUALE

La richiesta di tali elaborati discende dalla necessità di verificare

- la nuova morfologia finale del corpo fuori terra della discarica in relazione all'incremento volumetrico (25.000 t) autorizzato
- l'aggiornamento della livelletta della pista perimetrale a seguito assestamenti della sede stradale
- i cedimenti attesi nel corpo rifiuti

al fine di rendere la morfologia della discarica il più possibile simile a quella prevista nel progetto esecutivo del 2010.tenendo conto dell'evoluzione normativa in essere.

In data 12 settembre 2020 è stato pubblicato il d. lgs. 3 settembre 2020 n. 121, recante "Attuazione della direttiva (UE) 2018/850, che modifica la direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti" (G.U. n. 228 del 14/09/2020) entrato in vigore dal 29 settembre 2020

Pertanto in riferimento al precedente paragrafo si sintetizza l'adeguamento al piano di ripristino ambientale autorizzato nel 2010;

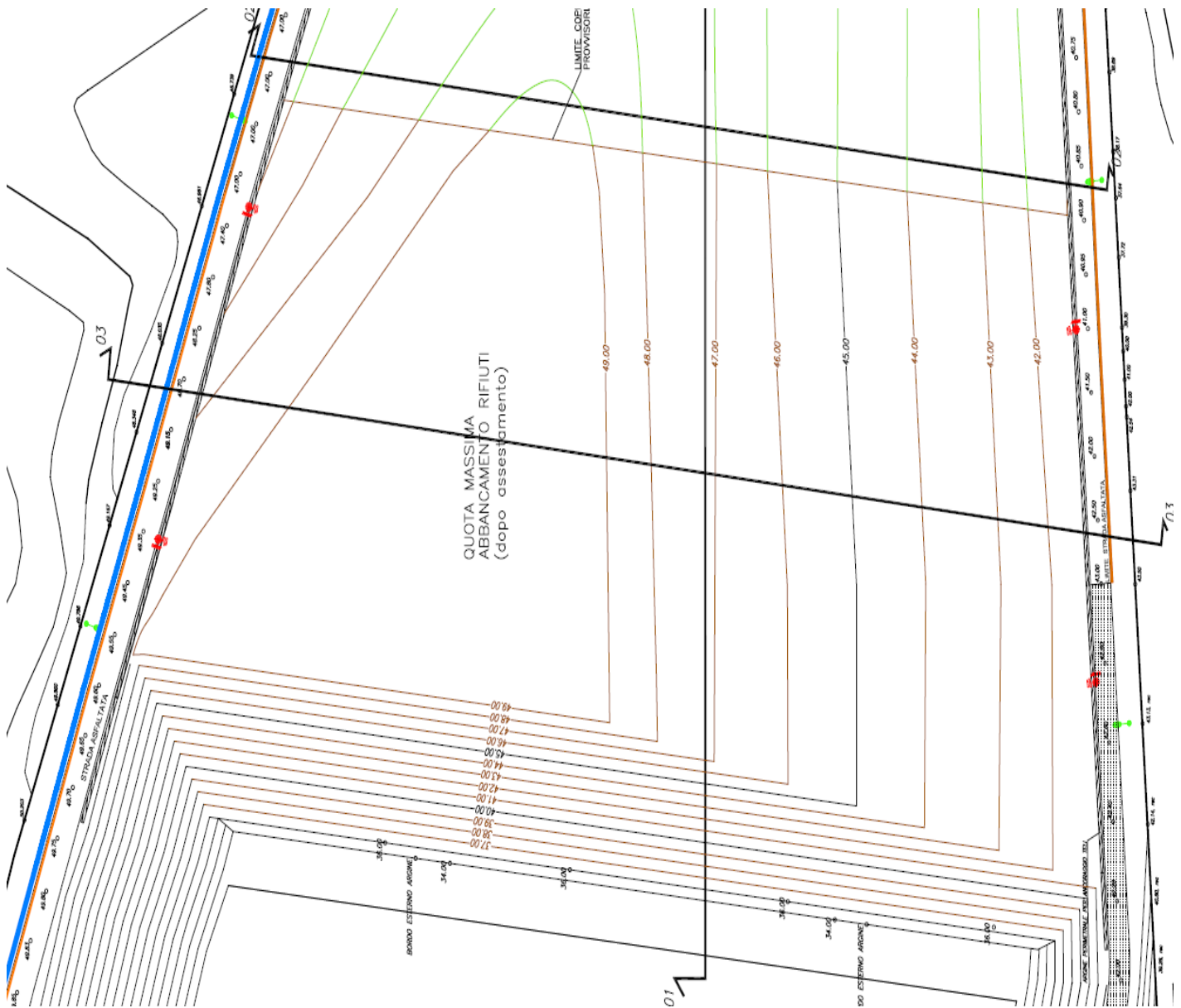
- con la sopraelevazione dell'attuale pista perimetrale lato ovest mediamente di circa 0.5 m tale da raggiungere le quote della pista autorizzate del 2010;
- ribassamento della zona centrale di abbancamento rifiuti del secondo lotto da q 53 a q 52 circa con spalmatura di uno spessore medio di 1 m di rifiuto sbancato ricollocato sulle sponde e nel pianalto settentrionale;
- aggiornamento della stratigrafia di ripristino finale con inserimento di un geocomposito drenante in sostituzione dei 50 cm di dreno in materiale naturale ed inserimento migliorativo della impermeabilità con geomembrana HDPE (così come previsto dalla 121/2020) e sostituzione dello strato minerale impermeabilizzante (argilla) con un geocomposito ad elevata impermeabilità (telo bentonitico).
- impermeabilizzazione provvisoria e miglioramento del drenaggio sul fronte sud sino ad arginello al piede, e stesa di telo LDPe
- sistemazione area fanghi attualmente non transitabile e pedonabile
- adeguamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche e stradali alle nuove quote e il più possibile congruente al progetto autorizzativo 2010

QUOTA MASSIMA DI ABBANCAMENTO A RIFIUTO ASSESTATO

Come evidenziato nell'estratto della tavola allegata al progetto esecutivo Estro ingegneria 104 ES D L02-006 del Luglio 2010 la **massima quota di abbancamento a rifiuti assestati risultava di 49 m slm posizionata verso Ovest.**

Ovviamente tale quota non teneva conto dell'incremento volumetrico successivamente ottenuto di 25,000 t di rifiuto.

DI	12/07/2010	Emmissione		Genio. Bassani	Ing. Crescenti	Ing. Crescenti
REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO	
TITOLO DISCARICA RIFIUTI SPECIALI NON PERICOLOSI LOCALITA' SCALA ERRE COMUNE DI SASSARI II° Lotto - Progetto Esecutivo						
OGGETTO LOTTO 2 - GIACIMENTO ESAURITO						
ESEGUITO	<input type="checkbox"/>	Genio. Fabio Bassani	CLIENTE	104	OGGETTO	ES
CONTROLLATO	<input type="checkbox"/>	Ing. Alessandro Crescenti	FASE	ES	TIPO PROGETTO	D
APPROVATO	<input type="checkbox"/>	Ing. Alessandro Crescenti	NUMERAZIONE	L02-006		
DATA	Luglio 2010					
SCALA	1:500					
COMMITTENTE S.I.G.E.D. s.r.l. Via Galass1 n°2 09131 - Cagliari			E - S - T - R - O i n g e g n e r i a 20131 MILANO - VIA ASTOLFO,4 Tel. 02.7063.3022 - Fax 02.7063.3214 e.mail info@estroingegneria.it			
<small>QUESTO DISEGNO E' PROPRIETA' RISERVATA E NON PUO' ESSERE REPRODUZ. RICEVUTO O MODIFICATO A TERZI SENZA NA. AUTORIZZAZIONE SOCIETA'.</small>						



STATO DI FATTO DELLA SUPERFICIE DI ABBANCAMENTO RIFIUTI DEL SECONDO LOTTO SIGED (TAV 01)

Lo stato di fatto di partenza per la stesura del progetto di cui al titolo della commessa per la realizzazione del capping è il rilievo topografico della Tav 01 in cui la quota massima dei rifiuti non assestati risulta di poco superiore 53,00 m slm nella zona fanghi e in rilievi localizzati nella zona meridionale.

La planimetria di rilievo è il prodotto di tre operatori con attrezzatura gradualmente a maggior precisione:

- rilievo base con attrezzatura GPS seguito dal Geom Melis e Geom Faedda (Tecnogetti Srl)

- sovrapposizione di rilievi random con Stazione Topografica Totale eseguito dal Geom Solinas
- controllo finale su punti fissi con Autolivello di precisione eseguito dalla Bossich Geoengineering Srl

Le attività topografiche sono iniziate a fine agosto 2023 e terminate a metà settembre 2023.

INCREMENTO VOLUMETRICO DI RIFIUTO

La richiesta di incremento volumetrico del rifiuto per il secondo lotto Siged è stata acquisita in data 13/02/2019 dall'Amministrazione provinciale e di Sassari settore 5, al protocollo. n.6205 del 13/02/2019.

La Provincia di Sassari con comunicazione del 23.09.2020 (aggiornamento n. 2 del 18/06/2020 per modifica non sostanziale di incremento volumetrie per 25.000 t), definiva che l'avvio delle operazioni di conferimento delle 25.000 t di rifiuto (pari a 23.809 m3 con un peso specifico di 1,05 t/m3) non dovrà comportare il superamento della quota massima di abbancamento di m 52 slm.

L'incremento delle volumetrie di rifiuto speciale ha implicato l'individuazione del sito più idoneo dedicato, nell'areale del secondo lotto autorizzato e proparte nel primo lotto: ciò ha portato come conseguenza una modifica morfologica rispetto i documenti progettuali esecutivi del 2010.

Si allega recente ortofoto estratta da google earth del sito di interesse con l'individuazione dell'ampliamento delle 25.000 t di rifiuto nel lotto I.



AGGIORNAMENTO MORFOLOGIA COPERTURA PROVVISORIA

L'odierno aggiornamento al piano di ripristino ambientale autorizzato, prevede modifiche sulla morfologia del rilevato di abbancamento rifiuti e copertura provvisoria nella parte centro meridionale ed settentrionale del secondo lotto discarica e del secondo e terzo modulo del primo lotto.

Nella fase attuale è stato collocato il primo strato di regolarizzazione sul rifiuto e i primi 15 cm di limo argilloso (Cava La Crucca) definito quale copertura "iniziale".

Pertanto le attività di rimodellamento del rifiuto abbancato seguirà le seguenti fasi:

- rimozione ed accantonamento della copertura provvisoria esistente 15 + 20 cm di regolarizzazione, nelle aree di adeguamento morfologico con accantonamento dello stesso nelle aree non interessate dalla modifica morfologica e successivo riutilizzo;
- sopraelevazione dell'attuale pista perimetrale lato ovest nella zona più depressa settentrionale mediamente di 0.12 m con massimi di 0,9 m;
- ribassamento della zona centrale di abbancamento del secondo lotto **da q media attualmente assestata di 53,1 - 53,5 m slm a q 52 slm** circa con spalmatura dello sbancato ricollocato con la copertura provvisoria prevalentemente sulle sponde settentrionali del secondo lotto da ENE a WNW;
- tombatura della zona fanghi (3100 - 3500 m²) con profondità utile di recepimento rifiuto sino a quota 52 m slm con geosintetici armati
- Riporto morfologico di regolarizzazione a partire dalla copertura provvisoria sino ad 80 cm per la formazione delle pendenze di drenaggio negli strati superiori in aree piane;
- adeguamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche decadenti dalle scarpate di ripristino finale ovest, nord, e nord est nella canaletta provvisoria esistente;
- adeguamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche decadenti dalla nuova livelletta stradale (lato Ovest) alle nuove quote;
- riposizionamento della copertura provvisoria di almeno 10 cm di limo di regolarizzazione nelle aree destinate a riprofilatura di sbancamento.

STRATIGRAFIA ATTUALE DELLA COPERTURA PROVVISORIA E DEFINITIVA DELLA DISCARICA SIGED (DA AIA)

Nell'Autorizzazione Integrata Ambientale n. 2 del 31.05.2010 rilasciata dalla Provincia di Sassari, come aggiornata col provvedimento n. 29.04.2011 all'Art 67 si richiede che il gestore è tenuto, previa comunicazione alla Provincia e ad ARPAS dell'esaurimento della volumetria della porzione del Lotto I in esaurimento e di ciascun modulo in cui verrà suddiviso il Lotto II, ad effettuare una copertura provvisoria della discarica, che precede quella definitiva e che dovrà essere caratterizzata (dal basso verso l'alto) da:

- uno strato di regolarizzazione, da eseguire con inerte drenante, di pezzatura 16-32 mm, e sabbia, per uno spessore finito di 20 cm;
- uno strato di drenaggio del gas e di rottura capillare realizzato con inerte drenante o materiale equivalente, protetto da materiale anti intasamento (geotessile), dello spessore maggiore o uguale a 50 cm;
- uno strato di terreno argilloso compattato, steso a strati non superiori a 15cm, per uno spessore complessivo di 50 cm, con $K > 1 \cdot 10^{-8}$ m/sec ed avente la funzione di sigillare ed impermeabilizzare la discarica e finalizzato a prevenire i fenomeni di infiltrazioni delle acque meteoriche all'interno della massa di rifiuti, consentendo di evitare la formazione di percolato.

Dopo 6 mesi dalla realizzazione della copertura provvisoria, il Gestore dovrà verificare l'eventuale ulteriore presenza di percolato che, a tale periodo, dovrebbe pressoché essere completamente evacuato. Dopo ulteriori 6 mesi, il gestore, verificata l'eventuale presenza residua di percolato, dovrà procedere al definitivo isolamento del corpo rifiuti attraverso l'approntamento della copertura finale, così costituita (dal basso verso l'alto):

- uno strato con funzione di dreno, costituito da 50 cm di ghiaia lavata, caratterizzato da un'elevata permeabilità ($K > 1 \cdot 10^{-4}$ m/sec) ed avente la duplice funzione di drenare ed allontanare le acque di infiltrazione provenienti dallo strato superiore, in modo da ridurre da una parte il battente idraulico sulla sottostante impermeabilizzazione e dall'altro aumentare il potere di ritenzione idrica ed immagazzinamento d'acqua dello strato superficiale;
- uno strato di 100 cm di terreno vegetale, al più presto inerbato e piantumato, in modo da favorire l'evapotraspirazione, consolidare ed imbrigliare il terreno, diminuire la permeabilità ed il grado di assorbimento ed evitare le erosioni dovute ai ruscellamenti delle acque meteoriche. A tal proposito, sarebbe opportuno utilizzare specie autoctone di tipo arbustivo.

Poiché lo strato di drenaggio del biogas si può ritenere rindondante in quanto i rifiuti immessi non generano gas e comunque lo strato di inerte drenante di regolarizzazione può assolvere eventualmente alla bisogna (per lo strato di captazione del biogas la granulometria normalmente utilizzata è compresa nell'intervallo 16-32 mm con una percentuale di fine passante al vaglio 200 ASTM <5% come per lo strato di regolarizzazione)

La stratigrafia della copertura provvisoria attualmente partendo dal basso con:

- uno strato di regolarizzazione, con inerte drenante di pezzatura 16-32 mm, e sabbia, per uno spessore finito di 20 cm;
- uno strato di terreno argilloso compattato, steso a strati non superiori a 15 cm, per uno spessore complessivo di 50 cm, con $K > 1 \cdot 10^{-8}$ m/sec ed avente la funzione di sigillare ed impermeabilizzare la discarica e finalizzato a prevenire i fenomeni di infiltrazioni delle acque meteoriche all'interno della massa di rifiuti, consentendo di evitare la formazione di percolato.

Nella fase attuale è stato collocato il primo strato di regolarizzazione sul rifiuto e i primi 10 - 15 cm di limo argilloso (Cava La Crucca) definito quale copertura "iniziale".

PROPOSTA NUOVA COPERTURA FINALE CAPPING SECONDO LOTTO RICHIAMATA AL DECRETO LEGISLATIVO 3 SETTEMBRE 2020, N. 121

Il Decreto Legislativo 3 settembre 2020, n. 121 in attuazione della direttiva (UE) 2018/850, ha modificato la direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti. (20G00138) (GU n.228 del 14-9-2020) a partire dal 29-9-2020, introducendo alcuni aspetti innovativi in particolare per la stratigrafia della copertura finale (capping).

Al punto 2.4.3 nel capitolo dedicato agli IMPIANTI PER RIFIUTI NON PERICOLOSI E PER RIFIUTI PERICOLOSI La copertura superficiale finale della discarica deve rispondere ai criteri di perfetto isolamento dei rifiuti dall'ambiente esterno minimizzando le infiltrazioni d'acqua e i fenomeni di erosione. Dovrà inoltre garantire la stabilità e la resistenza agli assestamenti ed a fenomeni di subsidenza localizzata ed infine essere funzionale con i requisiti prestazionali di progetto e le destinazioni d'uso previste nel piano di ripristino ambientale e di inserimento paesaggistico.

Come anticipato nei precedenti paragrafi prima dell'installazione della copertura finale, si procede alla realizzazione di una copertura provvisoria per il tempo necessario al raggiungimento delle condizioni di stabilità meccanica e biologica definita in progetto.

Il Decreto Legislativo 3 settembre 2020, n. 121 illustra come deve essere eseguita la copertura superficiale finale che deve essere realizzata mediante una struttura multistrato costituita, dall'alto verso il basso, almeno dai seguenti strati:

- strato superficiale di copertura con spessore maggiore o uguale a 1 m che favorisca lo sviluppo delle specie vegetali di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale e fornisca una protezione adeguata contro l'erosione e di proteggere le barriere sottostanti dalle escursioni termiche;
- strato drenante di materiale granulare con spessore $s \geq 0,5$ m di idonea trasmissività e permeabilità ($K > 10^{-5}$ m/s).

Tale strato può essere sostituito da un geocomposito di drenaggio di caratteristiche prestazionali equivalenti, ovvero in grado di drenare nel suo piano la portata meteorica di progetto, valutata con un tempo di ritorno pari ad almeno 30 anni.

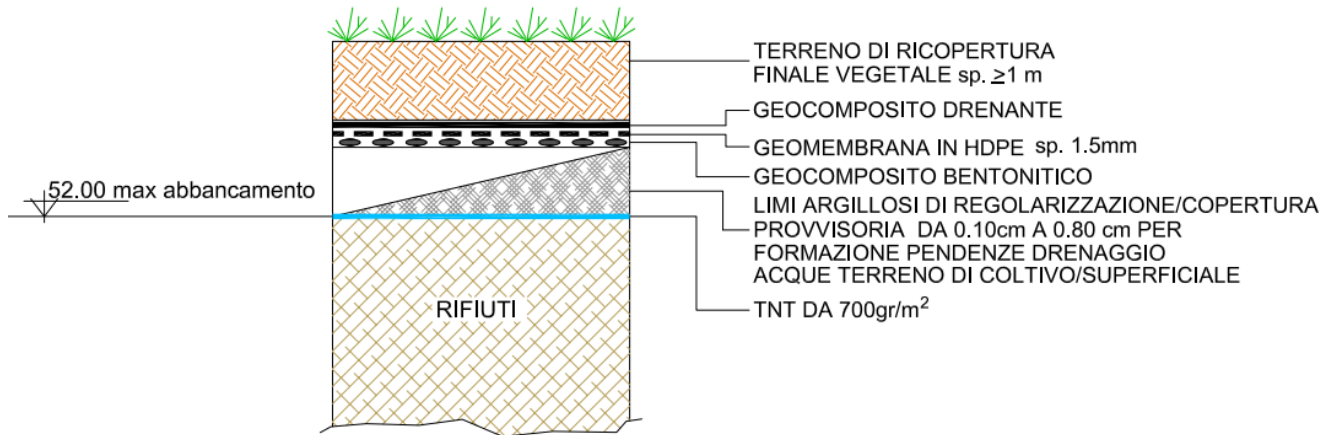
Lo strato drenante andrà protetto con un idoneo filtro naturale o di geotessile per prevenire eventuali intasamenti connessi al trascinarsi del materiale fine dello strato superficiale di copertura;

- strato minerale compattato dello spessore $s \geq 0,5$ m e di conducibilità idraulica $k \leq 1 \times 10^{-8}$ m/s integrato da un rivestimento impermeabile superficiale. Lo strato minerale compattato integrato dal geosintetico di impermeabilizzazione dovrà essere protetto con un opportuno strato costituito da idoneo materiale naturale o artificiale, per evitare il danneggiamento connesso agli agenti atmosferici ed ai carichi agenti durante la fase costruttiva. Lo strato minerale compattato di spessore inferiore può essere completato con materiali geosintetici di impermeabilizzazione, garantendo che nell'insieme la prestazione in termini di tempo di attraversamento della barriera sia equivalente. Particolari soluzioni progettuali nella realizzazione dello strato minerale compattato delle parti con pendenza superiore a 30°, che garantiscano comunque una protezione equivalente, potranno eccezionalmente essere adottate e realizzate anche con spessori inferiori a 0,5 m, a condizione che vengano

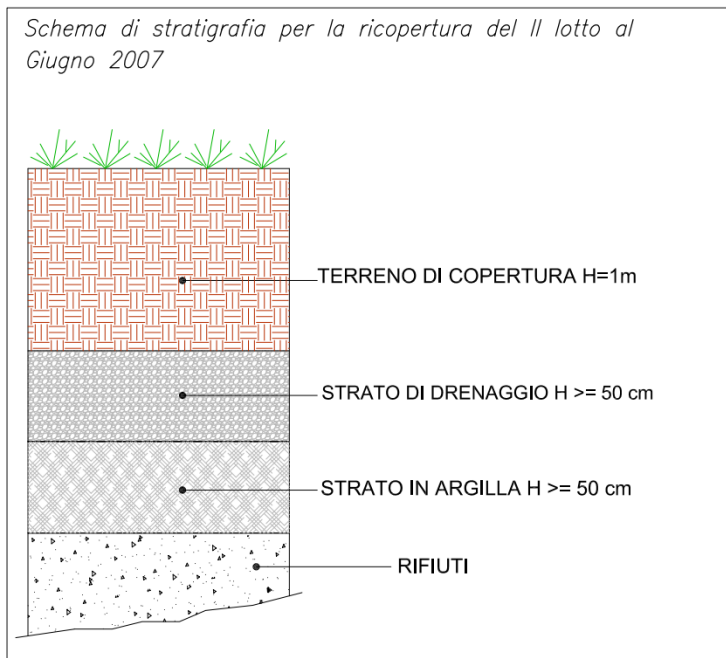
approvate dall'ente territoriale competente;

STRATIGRAFIA PROPOSTA DI PROGETTO

La stratigrafia del capping proposta in progetto è evidenziata nella figura sottostante



e per confronto si riporta estratto di quello autorizzato in AIA 2010



La stratigrafia proposta del capping del secondo lotto prevede dall'alto al basso:

1. Strato superficiale di copertura costituito da terreno vegetale con spessore medio uguale a 1 m e nelle zone centrali di 1,5 1,8 m al fine di garantire pendenze di almeno 1%. Avrà

caratteristiche agronomiche idonee allo sviluppo delle specie vegetali di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale

Nella planimetria della Tavola 9P è indicata la massima altezza di ripristino (53,8 m slm) a seguito dell'incremento dello spessore dello strato vegetale e del riporto limoso di regolarizzazione morfologica necessari a garantire le pendenze delle superfici più pianeggianti.

Nella stessa tavola è indicata la proposta di parziale copertura del modulo 1 Lotto 1 con solo terreno vegetale e/o riciclato certificato sottoposto ad 1m di terreno di coltivo (e contestuale adeguamento delle reti di drenaggio) al fine di addolcire la fascia di raccordo tra secondo lotto ed il primo lotto Siged.

2. Geocomposito drenante con tessuto non tessuto di protezione collocato quale separatore tra terreno e la parte filtrante del geocomposito stesso: geocomposito in non tessuto termosaldato a filo continuo in polipropilene con interposta una struttura drenante tridimensionale ad elevato indice di vuoto realizzata in monofilamenti di polipropilene ad alta densità
3. Geomembrana in HDPE/LDPE da 1,5 mm o superiore, con entrambe le superfici ad aderenza migliorata stampata mediante processo di estrusione con resina di polimero 100% vergine additivata con carbon black (o nero fumo) per stabilizzarla ai raggi UV, termoformata su una calandra in modo da ottenere dei profili che ne aumentino l'angolo d'attrito.
4. Geocomposito bentonitico tipo GCL, costituito da uno strato di bentonite sodica racchiuso tra due geotessili tessuto e non tessuto di tipo agugliato in polipropilene cuciti a trapunta.
5. Tessuto non tessuto: geotessile non tessuto, composto da fibre di polipropilene, agugliato e/o termocaladrato, assolutamente esente da resine o collanti e resistente ai raggi UV con grammatura superiore od uguale a 700 g/m²
6. Riporto morfologico di regolarizzazione a partire dalla copertura provvisoria sino ad 80 cm per la formazione delle pendenze di drenaggio negli strati superiori in aree piane;
7. Tombatura area fanghi come specificato nel successivo paragrafo
8. Limi argillosi di riporto morfologico di altezza massima 80 cm per garantire le pendenze di deflusso idrico del geocomposito drenante nelle aree piane
9. Reintegrazione dello strato di regolarizzazione da normativa vigente ove modificato

Lo spessore totale del pacchetto da 2) a 5) non supererà i 5 cm, ed il tutto sarà predisposto sullo strato di rimodellamento dell'abbancato descritto più avanti.

DIMENSIONAMENTO DEL GEOCOMPOSITO DRENANTE

Nel seguito si riporta il dimensionamento del geocomposito drenante che verrà inserito in

sostituzione dello strato drenante autorizzato pari a 0,5 m.

CALCOLO DELLA PORTATA AMMISSIBILE

La portata in ingresso nello strato di materiale granulare viene calcolata in accordo alla *Legge di Darcy*:

$$qh^* = Q Darcy E / L$$

dove:

- Q Darcy = portata nello strato granulare;
- E = fattore di equivalenza;
- L = lunghezza dello strato drenante.

La velocità del flusso all'interno di un geocomposito è proporzionale al gradiente idraulico che è definito come segue:

$$i = \delta h / L$$

dove:

- δh = perdita di carico idraulico lungo la distanza L nel geocomposito [m];
- L = distanza tra 2 punti lungo la direzione del flusso nel geocomposito [m].

Quando il geocomposito è posto su un piano quasi orizzontale, è possibile approssimare come segue:

$$i = \tan \alpha = V/H$$

La portata di un geocomposito può essere espressa in termini di:

- trasmissività = portata per unità di larghezza del geocomposito e per unità di gradiente idraulico

$$\theta = (q / B) / i$$

- portata unitaria = portata per unità di larghezza del geocomposito, per uno specifico gradiente idraulico

$$Q = q / B$$

dove:

- θ = trasmissività del geocomposito [l/s/m o m³/s/m];
- B = larghezza del campione di geocomposito [m];
- q = portata misurata per un campione di geocomposito di larghezza B [l/s o m³/s];
- Q = portata unitaria per unità di larghezza del geocomposito [l/s/m o m³/s/m].

Pressione applicata al geocomposito

Per un geocomposito posto su una superficie piana o inclinata, la pressione applicata è data dal peso del terreno sovrastante e da eventuali sovraccarichi sulla superficie del terreno:

$$p = \gamma H + q$$

dove:

- γ = peso specifico del terreno [kN/m³];
- H = spessore del terreno sul geocomposito [m];
- q = sovraccarico distribuito sulla superficie del terreno [kPa].

Comportamento a compressione del geocomposito

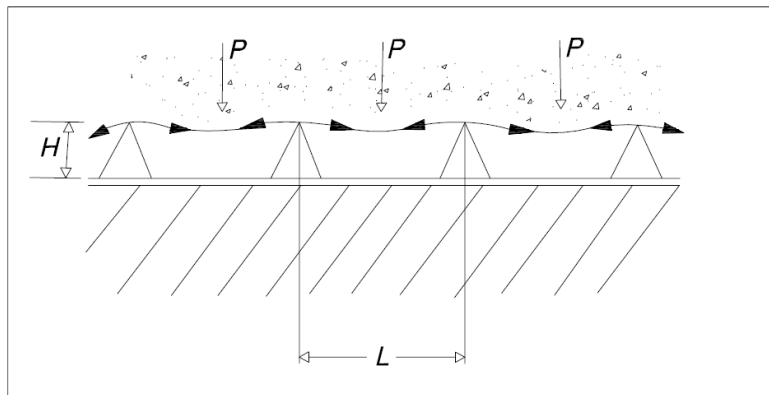
In funzione del tipo di anima drenante, tutti i geocompositi saranno tipicamente soggetti a compressione a breve termine e a creep dovuto a compressione, dovuti a carichi e pressioni costanti.

In generale, un aumento del carico porterà ad una riduzione, istantanea e subordinatamente

graduale, dello spessore dell'anima drenante.

È possibile definire due tipi di comportamento a compressione dell'anima drenante:

- anima comprimibile, senza nessun punto di collasso definito;
- anima collassabile, con punti di collasso ben definiti.



Schema di diminuzione dell'area della sezione trasversale del geocomposito drenante a contatto con il terreno

Poiché la capacità drenante del geocomposito è direttamente proporzionale allo spessore dell'anima drenante, quindi il valore di riferimento della portata dovrebbe essere determinato solo quando i carichi applicati e il geocomposito raggiungono l'equilibrio e lo spessore e la capacità drenante non si riducono ulteriormente.

I dreni comprimibili raggiungono questo equilibrio in poche ore, mentre per i dreni collassabili l'equilibrio è più difficile da determinare.

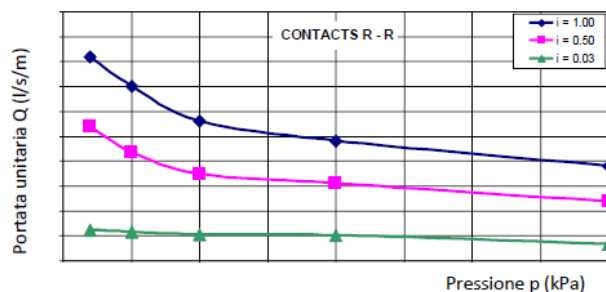
Calcolo della portata ammissibile

La portata ammissibile per uno specifico geocomposito dipende dai seguenti fattori:

- tipo e caratteristiche dell'anima drenante;
- tipo e caratteristiche dei geotessili e processo di accoppiamento all'anima drenante;
- caratteristiche e materiali a contatto con le due facce del geocomposito;
- pressione applicata;
- vita utile;
- gradiente idraulico per la portata all'interno del geocomposito.

La portata in piano del geocomposito drenante viene misurata tramite il test standard della EN ISO 12958.

I risultati dei test vengono generalmente riassunti in grafici dove si mette in relazione la portata unitaria Q [l/m/s] e la pressione uniforme applicata al geocomposito p [kPa].



Se si deve valutare una portata unitaria per un gradiente i_2 diverso dal gradiente i_1 utilizzato nei test, è possibile calcolarla con la seguente formula (Rimoldi, 1989):

$$Q_{i2} = Q_{i1} \cdot \sqrt{i_2 / i_1} \quad (1)$$

dove:

Q_{i1} = portata unitaria per il gradiente i_1 , ottenuta dai test [l/s/m or m²/s];

Q_{i2} = portata unitaria per il gradiente i_2 specifico [l/s/m or m²/s];

i_1 = gradiente idraulico utilizzato nei test;

i_2 = gradiente idraulico per cui si vuole calcolare la portata.

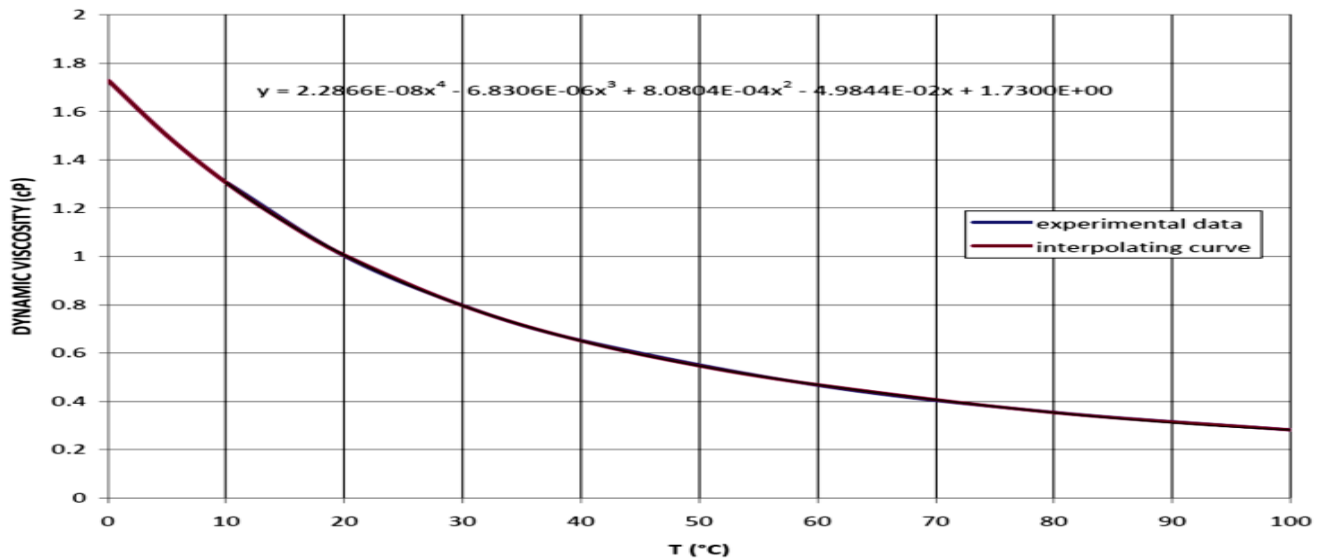
Inoltre, i test vengono eseguiti con acqua ad una temperatura pari a 20°C.

È possibile calcolare una portata unitaria per un'altra temperatura o viscosità con la seguente equazione:

$$Q_T = Q_{20} \cdot (\eta_{20} / \eta_T) = Q_{20} \cdot CT \quad (2)$$

dove:

- Q_{20} , Q_T = portata unitaria a 20°C e T °C;
- η_{20} , η_T = viscosità dell'acqua a 20°C e T °C;
- CT = fattore di correzione per temperatura e viscosità.



Viscosità dinamica dell'acqua VS temperatura

Liquid	Dynamic viscosity		Cinematic viscosity	
	cP = 10 ⁻³ Pa·s	Notes	10 ⁻⁸ m ² /s	Notes
acetic acid 15 ° C	1,310	15°C		
acetic acid 100 ° C	0,430	100°C		
ethyl alcohol 20 ° C	1,200	20°C	1,525	20°C
methyl alcohol 20 ° C	0,597	20°C	0,740	20°C
nitric acid 0 ° C	2,275	15°C		
nitric acid 10 ° C	1,770	100°C		
sulfuric acid 20 ° C	25,400	20°C		
water -8 ° C	2,408	-8°C		
water -4 ° C	2,068	-4°C		
water 0 ° C	1,787	0°C		
water 4 ° C	1,567	4°C		
water 8 ° C	1,386	8°C		
water 12 ° C	1,235	12°C		
water 16 ° C	1,109	16°C		
water 20 ° C	1,001	20°C	834,167	20°C
water 28 ° C	0,833	28°C		
water 32 ° C	0,765	32°C		
water 40 ° C	0,653	40°C		
water 48 ° C	0,566	48°C		
water 52 ° C	0,529	52°C		
water 60 ° C	0,467	60°C		
water 80 ° C	0,355	80°C		
water 90 ° C	0,315	90°C		
water 100 ° C	0,282	100°C		
liquid air at -192.3 ° C	0,172	-192°C		
air at 18 ° C	0,018	18°C		
air at 40 ° C	0,019	40°C		
air at 810 ° C	0,044	810°C		
glycerine (10 % in aqueous solution)			1,263	20°C
glycerine (20 % in aqueous solution)			1,661	20°C
glycerin (100 % in aqueous solution)	1,490	20°C	1398,100	20°C
liquid mercury -20 ° C	1,855	20°C		
liquid mercury 0 ° C	1,685	20°C		
liquid mercury 20 ° C	1,554	20°C	104,271	20°C
liquid mercury 100 ° C	1,240	100°C		
liquid mercury 200 ° C	1,052	200°C		
liquid mercury 340 ° C	0,921	340°C		
mercury vapor at 273 ° C	0,012	273°C		
methane at -181.6 ° C	0,049	-181,6°C		
lubricating oil (Castor)	2420,000	20°C		
engine oil S.A.E. 5 W	1250,000	-18°C	3,800	100°C
engine oil S.A.E. 10 W (minimum)	1250,000	-18°C	4,100	100°C
engine oil S.A.E. 10 W (maximum)	2500,000	-18°C		
engine oil S.A.E. 15 W (minimum)	2500,000	-18°C	4,100	100°C
engine oil S.A.E. 15 W (maximum)	5000,000	-18°C		

Tabella Viscosità dinamica per diversi liquidi

Dalla tabella è evidente come la temperatura del liquido che deve essere drenato, influisca sulla portata ammissibile nel geocomposito, quindi la temperatura di progetto deve essere stimata attentamente. Le situazioni più comuni:

- acqua drenata dal terreno circostante: la temperatura dell'acqua può essere assunta uguale alla temperatura annuale del luogo considerato (come stima grossolana: paesi nordici T = 10-15 °C, in paesi con climi moderati T = 20 °C, in paese con climi caldi equatoriali T = 25-30 °C);
- percolato di discarica: la temperatura in discarica può raggiungere 50-60°C durante la fermentazione dei rifiuti.

In questo caso, trattandosi di un capping superficiale la temperatura sarà considerata al suolo e con un incremento rispetto alla media dell'aria di un paio di gradi e cioè con T di calcolo = 20°C.

Determinazione della portata ammissibile di un geocomposito drenante

Per tutte le applicazioni, la portata ammissibile del geocomposito nel tempo di progetto Q_a è ottenuta applicando dei Fattori di Riduzione (Cancelli & Rimoldi, 1989; Koerner, 1994):

$$Q_a = QL/FS = (QL * Flr) / (RF_{in} \cdot RF_{cr} \cdot RF_{cc} \cdot RF_{bc}) =$$

dove:

RF_{in} = Fattore di riduzione dovuta all'introflessione del geotessile nell'anima drenante a causa del carico applicato

RF_{cr} = Fattore di riduzione dovuto al creep (deformazione a carico costante);

RF_{cc} = Fattore di riduzione dovuto all'occlusione dell'anima drenante da fattori chimici

RF_{bc} = Fattore di riduzione dovuto all'occlusione dell'anima drenante da fattori biologici

Flr = Fattori di riduzione empirici legati alle diverse configurazioni di test dei materiali (test R/R – R/S – S/S)

Table 5 - Indicative range of values for the different RFs

Term	Description	Indicative range
RF_{in}	Reduction Factor for intrusion of the filter geotextiles into the draining core	1,0 – 2,0
RF_{cr-Q}	Reduction Factor for flow rate due to compressive creep of the core	1,0 – 6,0
RF_{cc}	Reduction Factor for pore/volume reduction due to chemical clogging	1,0 – 1,5
RF_{bc}	Reduction Factor for pore/volume reduction due to biological clogging (not including applications in landfills)	1,0 – 1,3
RF_L	Reduction Factor for overall uncertainties on laboratory data and field conditions	1,0 – 1,5
ΠRF	Product of all Reduction Factors for the site-specific conditions	1,0 - 35,1

Tabella dei coefficienti riduttivi

Criteri di accettazione

Trovata la portata in ingresso Q Design, la portata ammissibile Q_a deve essere calcolata per uno o più geocompositi:

Il fattore di sicurezza finale FSG è dato da:

$$FS_G = Q_a / Q_D$$

Se $FS_G \geq 1.0$ allora il geocomposito è verificato.

Dimensionamento del geocomposito drenante

In condizioni di progetto il geocomposito si trova confinato da un carico di circa 20 kPa paragonabile a quello generato dal terreno con densità di circa 17,5 kN/m² e spessore uguale o poco superiore per le usuali irregolarità ad 1m

Al carico costante applicato in fase di esercizio si vuole aggiungere e considerare anche, al momento della posa degli strati di copertura, la sollecitazione dovuta ai mezzi d'opera dell'ordine di 100 kPa.

Si assume che il deflusso delle acque nel geocomposito avvenga lungo le linee mediamente a pendenza minima.

Vengono dimensionate le seguenti geometrie delle scarpate:

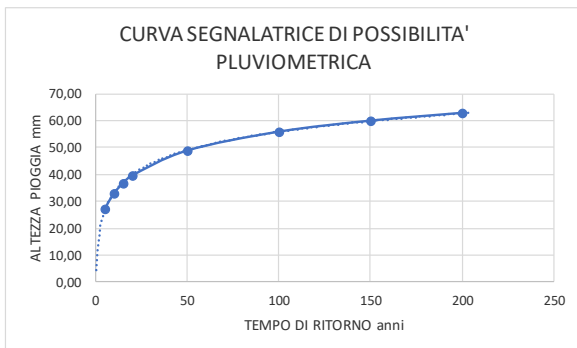
1) Pendenza di progetto

- gradiente minimo: $i = 0,03$ (3%)

2) Lunghezza inclinata tratto di deflusso del dreno:

- Tratto in piano con gradiente 3%: max 50 m

3) I dati di pioggia sono ricavati dalle curve pluviometriche di cui al presente elaborato nel paragrafo di dimensionamento drenaggi stradali.



Ed infine vengono considerati i seguenti dati:

- Portata in ingresso al dreno per un tempo di 1 h,
- Coefficiente di Infiltrazione 0.3
- Tempo di ritorno di pioggia utilizzato: 30 anni in linea con quanto citato all'articolo 1.2.3 del D.lgs121/2020.

Scelta del geocomposito

Condizioni a contorno:

1. Gradiente: 0,03
2. Contatto: R/S tipico dell'applicazione del drenante tra una membrana ed uno terreno. Eventuali contatti in condizioni diverse possono essere a fattore di sicurezza (S/S) o di insicurezza (R/R). Si assume come da CSA, di applicare un coefficiente correttivo di 0,6 per le portate stimate in condizione R/R (non cautelative)
3. Carico assunto a fattore di sicurezza pari a 50 kPa.

I coefficienti riduttivi scelti per il progetto di drenaggio sono di seguito riportati e sono in linea con quanto proposto nella ISO TR 18228-4.

- $R_{Fin} = 1,10$. Valore applicabile a drenaggi con anima;
- $R_{Fcr} = 1,05$: valore ricavato dal DDS (DDS- Compressive Creep MD W1081-1101 allegato alla presente relazione) valido per il carico di 50 kPa e Tempo di progetto 100 anni
- $R_{Fcc} = 1,15$ assunto sulla base delle prassi di geingegneria;
- $R_{Fbc} = 1,15$ assunto sulla base delle prassi di geingegneria.
- F_{lr} = Fattori di riduzione empirici legati alle diverse configurazioni di test dei materiali. Per passare da test R/R a R/S si assume 0.6

I fattori di riduzione utilizzati per il calcolo del presente elaborato, sono assunti sulla base delle prassi della geingegneria, e delle normative attualmente in vigore.

Il parametro indice della riduzione di spessore dovuto a effetti viscosi dei materiali è invece normato in accordo alla ISO 25619-1:2008, *Geosynthetics - Determination of Compressive behavior - Part 1:Compressive Creep Properties*

Il prodotto deve quindi possedere la certificazione emessa da enti certificati terzi, in accordo a tale norma, con durata del test di almeno 10.000 h. La certificazione in accordo alla norma ISO 25619 permette di avere dati sperimentali più accurati rispetto a quelli ricavabili con prove accelerate sui

materiali secondo ASTM D7361-07.

La prova tiene conto di una riduzione dovuta al fenomeno di creep applicato in condizioni di installazione sub orizzontale.

I fattori viscosi possono influire sensibilmente sulle prestazioni idrauliche nel tempo di un geocomposito drenante, ed in assenza di prove specifiche si considera un fattore di riduzione mediamente tra 3 e 4 per i soli effetti di creep .

La scelta di un prodotto certificato permette di ridurre l'alea di tale prestazione ottimizzando il design del geocomposito drenante di progetto.

Al fine di inserire un ulteriore fattore di sicurezza della verifica i parametri di creep sono assunti in presenza di un carico di confinamento di 50 kPa sicuramente più **gravoso delle condizioni di esercizio. Il tempo del fattore di creep RFcr. è pari a 100 anni.**

Calcolo equivalenza strato acque meteoriche

Lo strato di drenaggio delle acque in accordo al D.Lgs. 36/2003 e successivo 121/2020 è caratterizzato da spessore $\geq 0,5$ m ed è costituito da materiale drenante (ghiaia).

Nella presente proposta è previsto l'utilizzo di un geocomposito drenante delle medesime caratteristiche di quello previsto per lo strato drenante superficiale per la raccolta delle acque meteoriche.

Il primo step di calcolo riguarda l'equivalenza con uno strato minerale, ed in secondo la verifica che il geocomposito possa smaltire la Q di progetto generata dalla pioggia.

L'equivalenza del materiale proposto con lo strato richiesto dalla normativa è stata verificata confrontando la portata all'interno dei due materiali.

La conducibilità idraulica ai liquidi (acqua) è assunta per questo progetto pari a $1 \cdot 10^{-3}$ m/s valore medio di un terreno naturale, sapendo che uno strato drenante di tale tipo ha solitamente una permeabilità variabile tra di $5 \cdot 10^{-2}$ m/s e $5 \cdot 10^{-4}$ m/s .

Sezione tipo gradiente 0,03

EQUIVALENZA STRATO MINERALE

Utilizzando uno strato di ghiaia delle seguenti caratteristiche:

- spessore: $s = 0,5$ m;
- angolo di inclinazione della scarpata rispetto al piano orizzontale 3%.

Applicando la legge di Darcy si ottiene una portata idraulica specifica (ai liquidi) pari a:

$$q_{ghiaia} = k_{ghiaia} \cdot s \cdot i = 1 \cdot 10^{-3} \cdot 0,5 \cdot 0,03 = 0,015 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m} = 0,015 \text{ l/m/s}$$

Tale valore va confrontato con la Q_a del Geocomposito drenante di progetto nelle stesse condizioni di esercizio contatto R/S, pressione di confinamento 50 kPa, gradiente $i = 0,03$.

Per poter confrontare i valori ottenuti con Darcy con quelli nel geocomposito drenante è opportuno applicare il coefficiente correttivo di Giroud et Al (2000) che tiene conto del differente effetto della tessitura dei mezzi attraversati sul regime di deflusso tra uno strato minerale (tessitura granulare dispersa) e un geocomposito drenante (tessitura a graticcio monorientato).

Il valore del coeff. correttivo risulta in questo caso pari a 1,559.

$$Q_{ghiaia \text{ corretta}} = Q_{ghiaia} \cdot 1,559 = 0,023 \text{ l/m/s}$$

Si assume ora la Portata a breve termine del geocomposito drenante nelle condizioni di progetto a 50

Kp

Ql= 0,50 l/m/s.

Si calcola quindi la portata ammissibile a lungo termine sul geocomposito drenante:

$Qa=QL/FS=0,50/(1,10 \cdot 1,176 \cdot 1,10 \cdot 1,10)$

Qa= 0,319 l/m/s

Il rapporto prestazionale di drenaggio fra strato geosintetico modificato e strato minerale autorizzato è pari a: $FS=Qa/Qghiaia=0,319/0,023=13,9,00 \geq 1,00$ - **Verificato**

EQUIVALENZA RISPETTO ALLA PIOGGIA DI PROGETTO

Risulta interessante verificare a questo punto la capacità drenante del dreno rispetto alla pioggia di progetto assunta pari a 45 mm/h (T ritorno 30 anni).

La lunghezza massima di deflusso con gradiente 3% è pari a 50 m. Il Q_{toe} per una lunghezza di deflusso pari a 50 m risulta essere uguale a 0,188 l/m/s.

Tale valore è confrontabile con la Qa del dreno di progetto:

$FS=Qa/Q_{toe}=0,327/0,188=1,74 \geq 1,00$ - **Verificato**.

Si riporta nel seguito la scheda tecnica tipo del materiale che si prevede di utilizzare.

Geocomposito per drenaggio planare ottenuto da accoppiamento per termosaldatura continua di anima drenante in monofilamenti polimerici estrusi (GMA), sagomata secondo un profilo a "W" a canali paralleli, a due strati in geotessile (GTX) avente funzione di separazione, filtrazione e protezione.

MacDrain®			W 1101
Geocomposito (GCO)			
Spessore a 2 kPa ^(1,3)	EN ISO 9863-1	mm	9.8 (+/- 10%)
Spessore a 20 kPa ^(1,3)	EN ISO 9863-1	mm	-
Massa areica ^(1,3)	EN ISO 9864	g/m ²	1180 (+/- 10%)
Resistenza trazione - MD ^(2,4)	EN ISO 10319	kN/m	21.0 (- 5.0)
Capacità drenante nel piano- MD ^(1,2,4,5)	EN ISO 12958	l/m/s	Vedere tabella sotto (+/- 25%)
		Proprietà a breve termine	
		0.03	0.1
		Dopo 20 anni ⁽⁵⁾	
		Dopo 100anni ⁽⁵⁾	
		1.0	1.0
Contatto morbido/morbido ⁽⁴⁾	20 kPa	-	4.16 ⁽²⁾
Contatto rigido/morbido ^(1,4)	20 kPa	0.62	1.00
	100 kPa	0.51	0.84
	200 kPa	0.46	0.72
		3.42	3.15
		2.98	2.57
		3.11	2.51
Filtri esterni (GTX-N)			
Struttura: Geotessile nontessuto			
Materia prima: poliolefina stabilizzata UV			
Massa areica ^(1,3)	EN ISO 9864	g/m ²	125 (+/- 10%)
Spessore a 2 kPa ^(1,3)	EN ISO 9863-1	mm	0.73 (+/- 33%)
Resistenza a trazione - MD & CMD ^(1,4)	EN ISO 10319	kN/m	9.25 (- 1.7)
Resistenza a punzonamento statico ^(1,4)	EN ISO 12236	N	1600 (- 21%)
Resistenza a punzonamento dinamico ^(1,4)	EN ISO 13433	mm	26 (+ 6)
Flusso perpendicolare al piano ^(1,4)	EN ISO 11058	l/m ² /s	110 (+/- 30)
Apertura caratteristica O ₉₀ ^(1,4)	EN ISO 12958	µm	100 (+/- 45)
Anima Drenante (GMA)			
Struttura: geostuoia tridimensionale con struttura a canali longitudinali paralleli composta da monofilamenti estrusi aggrovigliati			
Materia prima: polipropilene, stabilizzato UV con carbon black			
Massa areica ^(1,3)	EN ISO 9864	g/m ²	940 (+/- 4%)
Proprietà di durabilità, ambientali e di sostenibilità			
In terreno naturale con 4<ph<9 e temperatura del terreno <25°C per una vita d'esercizio minima di ⁽²⁾ : 25anni, 50anni (tipo II), 100anni (tipo I)			
Contenuto di SVHC ⁽⁶⁾		%	≤ 0.1
Riscaldamento Globale (GWP _{100ys}) ⁽⁸⁾	ISO 14025 EN 15804	kg CO ₂ -Eq.	≤ 2.75E+00
Eutrofizzazione (EP) ⁽⁸⁾		kg Phosphate-Eq.	≤ 6.19E-04
Acidificazione (AP) ⁽⁸⁾		kg SO ₂ -Eq.	≤ 5.61E-03

SCHEDA TECNICA GEOCOMPOSITO BENTONITICO

Nella nuova configurazione del capping si considera la sostituzione dello strato minerale impermeabilizzante di spessore 50 cm da caratterizzare in sito con un GCL geocomposito bentonitico a permeabilità definita dal produttore.

Si riporta la scheda tecnica di un prodotto tipo conforme.



SCHEDA TECNICA EUROBENT CS 0,2 (4700-200)

Geocomposito bentonitico impermeabilizzante composto da un non-tessuto e da un tessuto in polipropilene con interposta bentonite sodica naturale. Il collegamento tra gli strati avviene mediante una fitta agugliatura che garantisce alla bentonite un autoconfinamento con espansione controllata. Uno dei geotessili risulta laminato con una membrana in polietilene.

Proprietà dei geotessili	Metodo di Prova	Valori
Strato inferiore - tessuto PP	EN ISO 9864	200 g/m ²
Strato superiore – non tessuto - PP	EN ISO 9864	200 g/m ²

Proprietà della membrana	Metodo di Prova	Valori
Membrana in polietilene PE	EN ISO 9863-1	0,2 mm

Caratteristiche della bentonite	Metodo di Prova	Valori
Contenuto di Montmorillonite	CUR 33	≥ 80%
Indice di rigonfiamento	ASTM D 5890	≥ 24 ml/2g
Contenuto d'acqua	DIN 18121-1	≤ 12%

Proprietà del geocomposito	Metodo di Prova	Valori
Contenuto di Bentonite	EN 14196	4700 g/m ²
Peso totale del geocomposito	EN 14196	5300 g/m ² (± 10%)
Spessore	EN ISO 9863-1	7,6 mm
Resistenza a trazione MD/CMD	EN ISO 10319	20,0 / 20,0 kN/m
Allungamento MD/CMD	EN ISO 10319	10,0 / 10,0 %
Coefficiente di Permeabilità	ASTM D 5887	≤ 7,0 x 10 ⁻¹³ m/s
Indice di flusso	ASTM D 5887	≤ 5,0 x 10 ⁻⁹ m/s
Resistenza al punzonamento (CBR)	EN ISO 12236	3,5 kN
Resistenza allo spellamento	ASTM D 6496	> 60 N/10cm

Dimensione standard del rotolo	Metodo di Prova	Valori
Larghezza X Lunghezza		5,0 m x 40 m
Sviluppo superficie di ogni rotolo	MQ	200 m ²

SCHEDA TECNICA GEOTESSILE NON TESSUTO PER BONIFICA AREA FANGHI

Si prevede di utilizzare un Geotessile non tessuto da 1200 gr/m² di cui si allega scheda tecnica tipo.

Geodren® PPST



Geotessile nontessuto in polipropilene ad alta tenacità per filtrazione, separazione, protezione e drenaggio.

Rev.002

Caratteristiche meccaniche			320	350	380	400	450	500	600	700	800	1000	1200	1500	2000
Resistenza a trazione [EN ISO 10319]	MD	kN/m	25	27	28	30	32	35	40	45	50	60	70	85	75
	CMD	kN/m	27	30	32	34	36	40	50	65	80	90	105	140	155
Allung. al carico max [EN ISO 10319]	MD	%	70	70	70	70	80	80	80	80	80	80	80	80	80
	CMD	%	70	70	70	70	80	80	80	80	80	80	80	80	80
Assorbimento di energia [EN ISO 10318]		kJ/m ²	9.1	10.0	10.5	11.2	13.6	15.0	18.0	22.0	26.0	30.0	35.0	45.0	46
Punzonamento CBR [EN ISO 12236]		kN	4.2	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	8.0	9.0	10.0	13.0	14.0	18.0	20.0
Punzonamento dinamico [EN ISO 13433]		mm	10	8	8	6	6	4	2	1	0	0	0	0	0
Punzonamento piramidale [EN 14574]		N	335	340	350	350	400	500	700	900	1000	1300	1600	2200	2200
Caratteristiche idrauliche															
Permeabilità normale al piano [EN ISO 11058]		mm/s	60	50	40	35	30	30	25	20	20	15	15	15	5
Permeabilità nel piano [EN ISO 12958]		10 ⁻³ l/ms	2.5	2.7	2.8	3.2	4.0	5.0	7.8	8.0	8.5	9.0	9.0	9.0	7
Apertura caratteristica [EN ISO 12956]		µm	50	50	50	50	50	50	50	50	40	40	40	40	20
Caratteristiche fisiche															
Mass per unit area [EN ISO 9864]		g/m ²	320	350	380	400	450	500	600	700	800	1000	1200	1500	2000
Thickness [EN ISO 9863-1]		mm	1.65	1.80	2.20	2.50	2.65	3.00	4.00	5.00	5.50	6.50	7.00	7.50	10.0

Caratteristiche di durabilità

Geodren PPST supera il test di invecchiamento secondo la norma EN 12224: si raccomanda di coprire il geotessile entro 30 giorni dalla posa, il materiale può essere esposto alla luce solare per un massimo di 4 mesi con una degradazione delle proprietà meccaniche in funzione della stagione e della latitudine di installazione.
La previsione di durabilità minima è di 25 anni in terreni naturali con 4<pH<9 e temperature del terreno < 25°C.

Composizione

POLIMERO: Polipropilene stabilizzato UV
PESO SPECIFICO: 0.91 kg/dm³
MATERIA PRIMA: Fibra da fiocco
PROCESSO: Agugliatura e calandratura
COLORE: Bianco
PUNTO DI FUSIONE: 165-175°C
DIAMETRO FIBRA: 25-30 µm

Applicazioni



Strade



Ferrovie



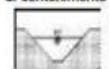
Fondazioni e muri di contenimento



Sistemi di drenaggio



Sistemi di controllo erosione



Bacini e dighe



Canali



Gallerie



Scariche

BONIFICA GEOTECNICA AREA FANGHI INIZIALE: RIDUZIONE DELLA SUPERFICIE ESPOSTA ALL'INFILTRAZIONE METEORICA

Si riportano le linee essenziali le modifiche prodotte dai lavori di copertura con limo

- Dal rilievo eseguito, nell'aprile del 2021, sulla sommità del II Lotto della discarica Siged, l'area di abbancamento dei fanghi era di circa **8.300 m²**. (tale rilievo comunque sovrastimava la superficie)
- Tra i rilievi del 2021 e 2022 e ricostruzione sempre sulla sommità del II Lotto, era compresa tra 4100 e 4965 m²
- l'area di abbancamento fanghi ad oggi, risulta di circa **3.100 m²**
- Si evince che nei mesi trascorsi fra un rilievo e l'altro, le azioni intraprese per cercare di limitare l'aumento di umidità dei fanghi con l'incremento della copertura impermeabile (limi argillosi), abbiano diminuito la superficie interessata di oltre la metà.
- Un apporto determinante per la riduzione dell'area è stato dato dall'impianto di canne palustri comuni (*Arundo donax*) e subordinatamente da cannuce di palude (*Phragmites australis*) che hanno radicato per alcune decine di centimetri nella coltre fangosa contribuendo al suo rassodamento

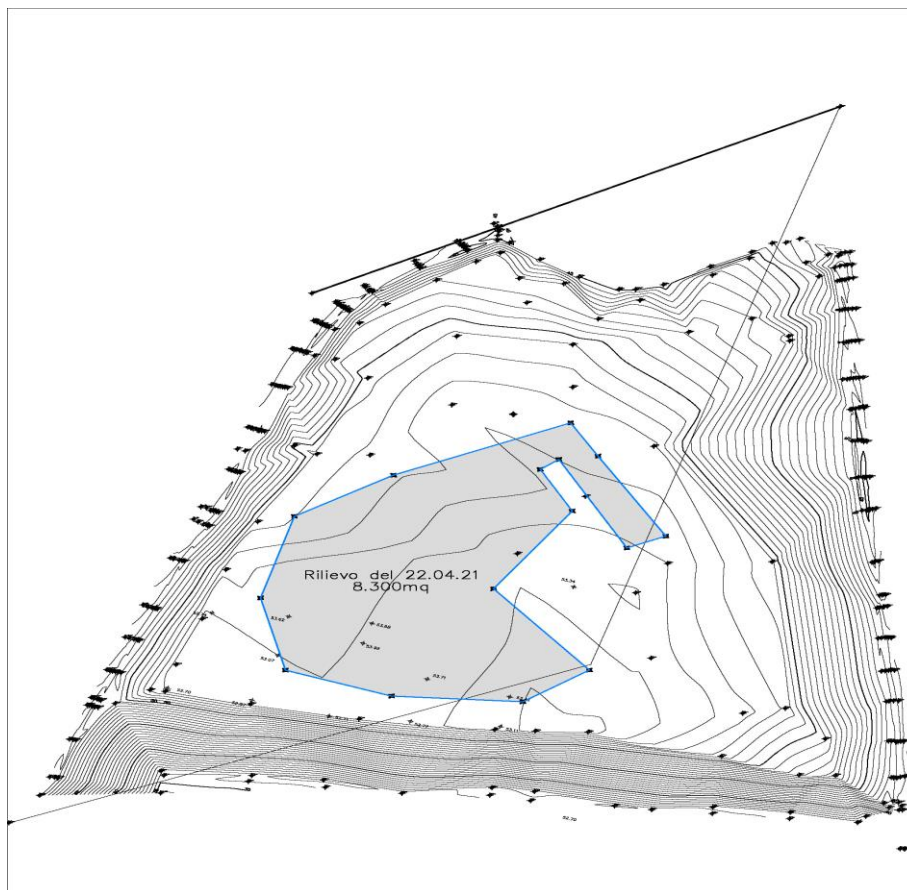


Fig. 1 Rilievo del 22.04.21 Area fanghi di 8.300 m²

04.2022



Ad Aprile 2022 l'area fanghi risulta di 4965 m²

25.06.2023



A giugno 2023 la superficie interessata da fanghi risulta complessivamente di circa 3090 m²

Le valutazioni areali suaccennate debbono essere prese con la necessaria cautela a causa della logistica (impossibilità del pedonamento all'interno delle aree) e della difficoltà di definire il limite fango terreno consolidato a causa della folta vegetazione attualmente coprente ed interferente anche con i rilievi dall'alto.

BONIFICA GEOTECNICA DELL'AREA FANGHI

La progressiva riduzione delle aree scoperte di fanghi e l'inserimento di vegetazione palustre attualmente è finalizzata alla protezione dall'infiltrazione diretta meteorica dei rifiuti nelle aree residue esposte con la sola copertura giornaliera (permeabile).

Durante le fasi attuali di riduzione della superficie esposta l'area ha mostrato una subsidenza attiva per l'estrazione del percolato: pertanto si è venuta a creare una zona più depressa con il progredire del cedimento in modo centripeto anche nelle fasce perimetrali già interessate dalla copertura provvisoria.

Una prima valutazione di bonifica geotecnica dei fanghi riguarda la possibilità di stendere teli impermeabili zavorrati con terra ai lati e con collocamento di funi (causa venti): ma poiché la superficie attuale dei fanghi esposti è ondulata e rugosa con gradini pluridecimetrici e non transitabile a mezzi per una regolarizzazione, non si avrebbe la garanzia di una tenuta idrica completa per tutta la superficie, in quanto con gli assestamenti in essere anche la morfologia a piccola scala, localmente potrebbe cambiare e quindi modificare le pendenze.

Considerando che la situazione ottimale di protezione è subordinata alla transitabilità nell'area fanghi esposta si prevedono tre fasi operative:

- 1 Consolidamento della superficie per la transitabilità mezzi leggeri con materasso drenante in TNT armato e deposito di precarico di argilla abbancata**
- 2 Attesa di cedimenti per almeno 6 mesi**
- 3 Eventuale ricarica e successivo rimodellamento morfologico con rifiuto per dare le pendenze e contestuale alla copertura di progetto**

E in dettaglio

- partendo dagli argini consolidati della depressione, stesa a fasce perimetrali tessuto non tessuto da 1200 gr/m² per un totale di m² 4.840 circa;
- sulla fascia di tessuto non tessuto steso verrà abbancato 30 cm di riciclato "Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e

nella costruzione di strade” pezzatura 30 – 60). Il riciclato, tramezzato da armatura metallica servirà come drenante per accelerare la dissipazione delle pressioni neutre

- posa di rete elettrosaldata 810/2 AD Fi8mm 100 x 100mm (pannelli saldati tra loro) e a seguire riporto di altri 20 cm di riciclato per un totale di m³ 1600 circa;
- successivamente in senso centripeto verranno stesi nuovi teli di TNT saldati tra loro ed ancorati perimetralmente e di riporto sino alla chiusura completa dell’area a chiusura di questo strato drenante per agevolare la dissipazione delle pressioni neutre del fango e migliorare la transitabilità a mezzi leggeri;
- I teli saranno saldati tra loro ed ancorati in apposite trincee a cinque metri di distanza dalla zona poco consistente ed a sud e ovest e se possibile oltre il ciglio di scarpata esistente;
- Le aree di ancoraggio sono state testate con le prove penetrometriche eseguite nel corrente mese
- Sovraccarico di consolidamento della durata di almeno 6 mesi con cumulo di argilla di altezza variabile 1 – 4 m a seconda dell’evolversi dei cedimenti, al termine rimozione quasi completa e ricarica dei riporti di rifiuto di rimodellamento argilla

SCORCI FOTOGRAFICI AREA FANGHI NEL TEMPO



Aprile 2021



Aprile 2022



Agosto 2023

Dall'analisi fotografica temporale si evidenzia il graduale ma significativo rinverdimento della superficie a fanghi in poco meno di tre anni dall'innesto di vegetazione palustre.

INDAGINE PENETROMETRICA ESEGUITA PRESSO L'AREA FANGHI SOTTOCONSOLIDATI

In data 02/09/2023 è stata eseguita una campagna di indagine sulla sommità della discarica, attraverso l'esecuzione di 8 prove penetrometriche attorno l'area fanghi.

Il metodo utilizzato ha consentito di definire la successione litologica della copertura del rifiuto e la geometria della stessa e la possibilità di eseguire la riprofilatura a 52 m slm avendo a disposizione uno spessore di almeno di 1,5 m di buona consistenza tale da permettere la transitabilità perimetrale all'attuale area fanghi La posizione delle verticali investigate è compresa nella Tav 1G

I grafici delle prove sono esposti nella Tav 3G

Dati tecnici del penetrometro dinamico **Errore. Il segnalibro non è definito.**

Il penetrometro dinamico usato durante l'esecuzione delle prove è un modello Penny 30 dotato di un motore a scoppio a 4 tempi, trasmissione meccanica tramite cavo flessibile, frequenza di percussione max. 45 colpi/minuto (regolabile), altezza di caduta libera 20 cm, peso maglio Kg 30, aste ϕ 2.2 cm (L = 100 cm con tacche di riferimento ogni 10 cm, peso = 2.9 Kg), peso del gruppo maglio di 12.5 Kg.

Tutte le prove sono terminate con rifiuto all'avanzamento della punta pari a 90 colpi

L'elaborazione dei valori osservati, consente di affermare che la copertura di materiale arido compatto individuabile dal numero di colpi superiore a 15 pari a circa 12 N spt (Standard Penetration Test) e cioè terreno con "caratteristiche geotecniche da medie a medio basse", si approfondisce per oltre 2 metri nelle verticali 1,2 e 6a e 6b, poste queste ultime a nord dell'area fanghi.

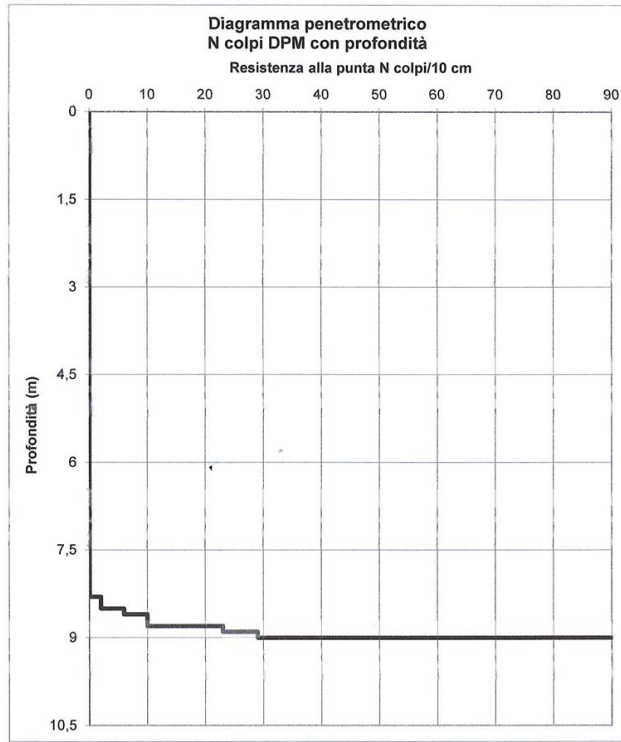
La verticale 7 attraversa fanghi per circa 8 metri con N spt pari a 0; le verticali 3, 4 ,5 hanno una copertura con profondità compresa tra 1,20 e 0,40 metri



Si riporta la verticale penetrometrica effettuata nella zona centrale area fanghi Sud che presenta resistenza nulla sino a quasi 9 m di profondità: spessore ben visibile nella TAV 2G sezioni tomografie geoelettriche che evidenziano nettamente lo spessore conduttivo saturo dei fanghi in condizioni di elevata fluidità a tutt'oggi.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA DPM_7

Committente: SIGED
 Comessa: 1412 / GT IC 110/23
 Località: SCALA ERRE SASSARI
 Data: Settembre 2023
 Quota inizio prova: m s.l.m.



CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO ARGILLOSO UTILIZZATO PER IL CAPPING

Le caratteristiche geotecniche del terreno argilloso da utilizzato per il capping sono sintetizzate nella relazione "Ecotorres s.r.l. prove di laboratorio su terreni argillosi da utilizzare per la discarica Ecotorres Comm. 1315 / PRO 159 / 19 - Milano, Giugno 2019

ANALISI GRANULOMETRICA

Campione	Classificazione AGI (1977)	Classificazione UNI (2002)
CRCC1	Limo con argilla debolmente sabbiosa	Limo con argilla debolmente sabbiosa
CRCC2	Limo debolmente sabbioso	Limo debolmente sabbioso
CRCC3	Sabbia con limo	Sabbia con limo

Dalla tabella sopra elencata si evince come i campioni analizzati dal punto di vista granulometrico sono costituiti prevalentemente dalla frazione limo argillosa.

LIMITI DI ATTERBERG

CAMPIONE	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	INDICE DI PLASTICITÀ (%)
CRCC2	35,70%	19,71%	15,99%

Dai risultati ottenuti emerge che le argille in esame hanno un grado di plasticità mediamente plastico utilizzabile quindi anche sulle scarpate più acclivi del capping.

PROVA PERMEABILITA' EDOMETRICA

In funzione dei carichi la permeabilità K varia da 1,75 E-07 cm/s con un carico minimo di 25 kPa a una permeabilità di 4,56 E-08 cm/s con un carico di 100 kPa (riconducibile alle altre prove di permeabilità) sino ad un carico massimo di 6,4 MPa con K di 6,35 E-10 cm/s.

Dai dati ottenuti e riassunti nella tabella di cui sopra si evidenzia che i campioni sono caratterizzati da una permeabilità bassa ottimale per l'utilizzo in discariche.

PROVA DI TAGLIO DIRETTO IN LABORATORIO

Φ' (°) Angolo d'attrito	c'(kPa) coesione
32,94	0,48

I valori dei parametri di resistenza ricavati sono caratteristici di un terreno limoso sabbioso e permette l'utilizzo anche su scarpate mediamente acclivi.

BILANCIO SCAVI E RIPORTI DI RICALIBRATURA MORFOLOGICA

“Il calcolo dei volumi da scavare (eccedenti la quota +52 metri) è stato eseguito in collaborazione con la Soc Domus Srl ed è stato implementato attraverso il Tool Surface Volume del Software Arc Map (distribuzione ESRI) che ha consentito, a seguito della creazione della Mesh del terreno rilevato in data 15.09.2023,

Il calcolo della Volumetria eccedente la quota +52 m s.l.m. mediato tra Arch Map e l'utilizzo di sezioni è risultato di 8700 m³

Dal bilancio interno all'ammasso del rifiuto di scavi e riporti per la ricalibratura sulla superficie pre capping si evince un bilanciamento della movimentazione terre (con soli 40 m³ a favore dei riporti).

Le aree interessate da scavi e riporti in planimetria sono evidenziati nella TAV 07 P in cui si evidenziano:

RIFIUTO SCAVATO A Q 52 m SLM	13 209 m ²
RIFIUTO RIPORTATO E RIMODELLATO	15 006 m ²
TERRENO VEGETALE PER RIPRISTINO FINALE	45 466 m ²

MOVIMENTI TERRA RIPORTI RIFIUTO									
					SEZIONI	AREA MEDIA m2	INTERDISTANZA m	VOLUME m3	
N°	centro	SX	DX	AREE TOT					
1		7,74	0	3,87	SEZ 0 - 2	23,38	17	397,46	
2		8,76	38	46,76				0	
3		11,21	7,85	19,06	SEZ 3 - 2	32,91	27	888,57	
4	10,93	13,77	12,1	36,8				0	
5	140,2	3,96	11,25	155,41	SEZ 3 - 4	27,93	28	782,04	
6		21,72	9,2	30,92				0	
7	16,5			8,25	SEZ 5 - 4	96,105	28	2690,94	
	nord							0	
					SEZ 5 - 6	93,165	30	2794,95	
								0	
					SEZ 0 - 6	15,46	14	216,44	
		area m2	h m	vol tot	SEZ 7 - 8	4,125	85	350,625	
	riporto area fanghi	3090	0,2	618	riporto area fanghi				618
						totale riporti		8739,025	

VOLUME DI RISPRISTINO DEL PRIMO MODULO DEL I LOTTO SIGED (TAV 10 P)

Il primo modulo del 1° lotto Siged soggetto a sequestro prima della voltura all'attuale Società era stato impermeabilizzato e ripristinato con terreno vegetale da oltre un ventennio, con andamento planare che bruscamente ha dovuto raccordarsi con un breve scarpata ai versanti settentrionali dei moduli 2 e 3 appartenenti sempre del 1° lotto.

Nell'ambito del ripristino ambientale con terreno di coltivo del secondo lotto risulta pertanto necessario raccordarsi con morfologia uniforme e più dolce con il suddetto settore che si sviluppa per circa 4500 m²

Il raccordo permetterebbe inoltre la costituzione di una pista di collegamento tra la pista perimetrale e la sommità della discarica.

L'ossatura di questo raccordo è previsto che sia in riciclato 0/60 certificato con deposizione di strati gradualmente compattati progredendo verso la parte sopraelevata ogni 15 m circa su una lunghezza approssimata di 75 m, di altezza 0,5 – 1 – 1,5 – 3 m.

La larghezza media dell'intervento è di 50 m.

Una volta compattato l'EOW verrà rivestito con la successione stratigrafica delle restanti superfici di capping in continuità con l'areale del secondo lotto.

Il volume necessario di EOW è di 2300 m³, mentre il pacchetto capping si svilupperà per poco meno di 4900 m².

SEZIONE TIPO DI RACCORDO TRA PIANO STRADALE E SCARPATA DI RIMODELLAMENTO

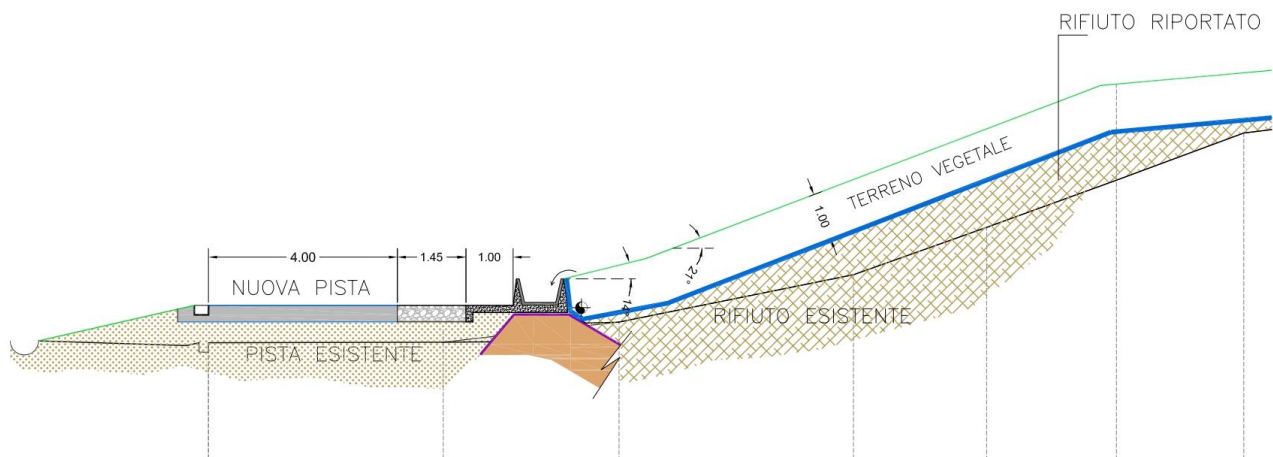
Per quanto riguarda il drenaggio dell'area sommitale del 1° e 2° lotto della discarica, le acque meteoriche superficiali verranno convogliate in una canala perimetrale di forma trapezia prefabbricata ancorata ad un manufatto in cls armato, posizionata al piede della scarpata della discarica e adiacente alla strada. Le acque verranno convogliate in una vasca di raccolta sul lato est della discarica e rilanciate al riale esistente.

Fra la nuova pista e la canala vi sarà un massetto carrabile di raccordo, di dimensioni variabili a seconda della larghezza della strada.

La nuova pista sul lato ovest, avrà una larghezza di 4.00m in modo da agevolare il passaggio dei mezzi.

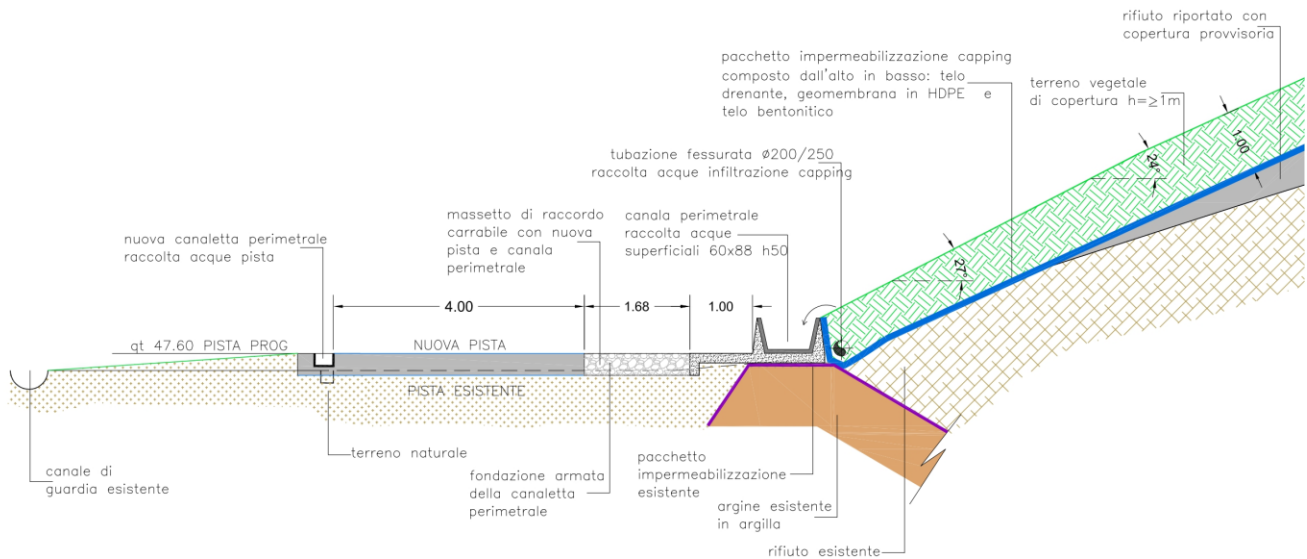
Sul lato ovest, a sinistra in direzione nord, verrà posizionata una nuova canalina prefabbricata per la raccolta delle acque meteoriche stradali. Esse verranno convogliate ad una vasca di accumulo esistente sul lato est della discarica, per poi essere rilanciate alla vasca di prima pioggia esistente a nord della discarica.

Si allegano due schemi tipo previsti in cui sono le dimensioni dei manufatti



In cui si evidenzia la saldatura del telo HDPE del capping (linea blu) al preesistente telo (linea marrone scuro), che fascia il terreno argilloso di sponda (campitura marrone chiaro).

PARTICOLARE SEZIONE TIPO LATO OVEST DI RICALIBRATURA STRADALE E SPONDA DISCARICA



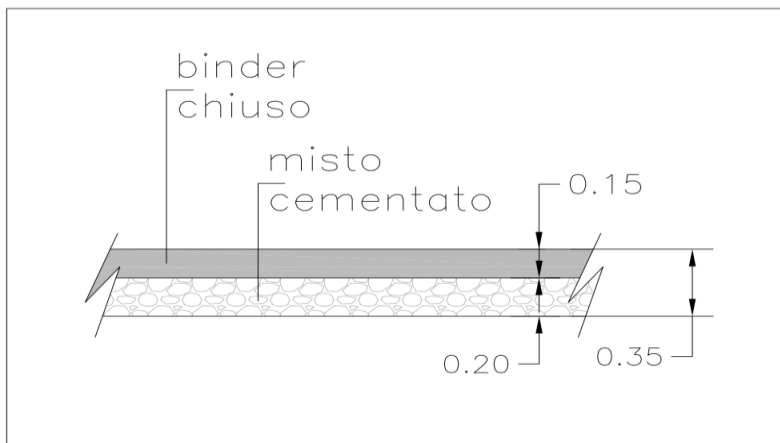
Bossich Geoengineering Srl

Scala 1:50

Luglio 2023

Il rifacimento della pista occidentale richiederà un volume di riporto di stabilizzato di fondazione e pacchetto stradale (binder chiuso di 15 cm di spessore e 20 cm di tout venant cementato/ compattato per un totale di 975 m³ per una lunghezza raccordata all'esistente di 205 m circa.
Il lato Est richiederà saltuari interventi compresi tra 150 e 200 m³

PACCHETTO STRADALE



SCHEMA GENERALE CON QUANTIFICAZIONE DIMENSIONALE DELLE OPERE PRINCIPALI

- Nuovo telo HDPE 1,5 mm per copertura fronte sud 2 lotto = 11.400 m²;
- Nuovo telo HDPE capping 1,5 mm = 49.000 m²;
- Geodreno = 49.500 m²;
- Massello cls fondazione canaletta sottoscarpata di ripristino m³= 610 m³;
- Canaletta acque stradali 30x20 cm = 660 m;
- Canaletta sottoscarpata sponda di ripristino 40x50 cm= 610 m;
- Tout Venant= 4550 m³;
- Nuova Argilla sovraccarico vascafanghi= 8000 m³; (recupero a fine consolidamento)
- Rete elettrosaldata per vascafanghi = 3500 m²;
- TNT 1200 gr/m² per vascafanghi = 20000 m²;
- Riciclato EOW per vascafanghi e 1 modulo 1lotto = 4300 m³
- Nuovo Telo Bentonitico nei raccordi scarpata= 2.135 m²;
- Pacchetto Stradale (Binder + Misto Cementato e non cementato)= 975 m³;
- TnT+ Geocomposito Drenante = 48.000 m²;
- Terreno Vegetale= 52.300 m³;
- Limo Argilla per pendenze capping= 850 m³,
- Vasca raccolta acque meteoriche 6x2x2 m con pompa rilancio a collettore pn16 160 mm di collegamento al riale esistente

STIMA AFFLUSSI ACQUE METEORICHE E DIMENSIONAMENTO RETE DI DRENAGGIO FINALE

Il Decreto Legislativo 3 settembre 2020, n. 121 in attuazione della direttiva (UE) 2018/850, ha modificato la direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti precisando alcuni aspetti progettuali in particolare al punto 2.3. controllo delle acque e gestione del percolato in cui oltre alle consolidate tecniche di coltivazione e gestionali atte a minimizzare l'infiltrazione dell'acqua meteorica nella massa dei rifiuti, le acque meteoriche devono essere allontanate dal perimetro dell'impianto a mezzo di idonee canalizzazioni dimensionate sulla base delle piogge piu' intense con tempo di ritorno di almeno 10 anni e incrementate di un ulteriore 30 per cento

PENDENZA DELLA RETE DRENENTE

Il presente progetto prevede il maggiore rialzo della strada su lato Ovest della discarica .
In sede di copertura finale la rete drenante interna alla strada sarà costituita da 2 canale in cls così costituite:

CONDOTTE ACQUE METEORICHE INTERNE A PIEDE SCARPA								
	SUPERFICIE SCOLANTE		LUNGHEZZA	Altezza / Diametro interno	Larghezza	Materiale	Scabrezza	Pendenza
N° condotto	ha	N° Condotti entranti	m	cm	cm		m	‰
1 - OVEST > EST	3,36	0	627	50,00	40,00	cls	0,35	17,90
2 - EST	1,42	0	125	50,00	40,00	cls	0,35	16,10

La pendenza considerata è da intendersi come pendenza media dei vari tratti individuati dal profilo di progetto cui si rimanda nelle pagine a seguire.

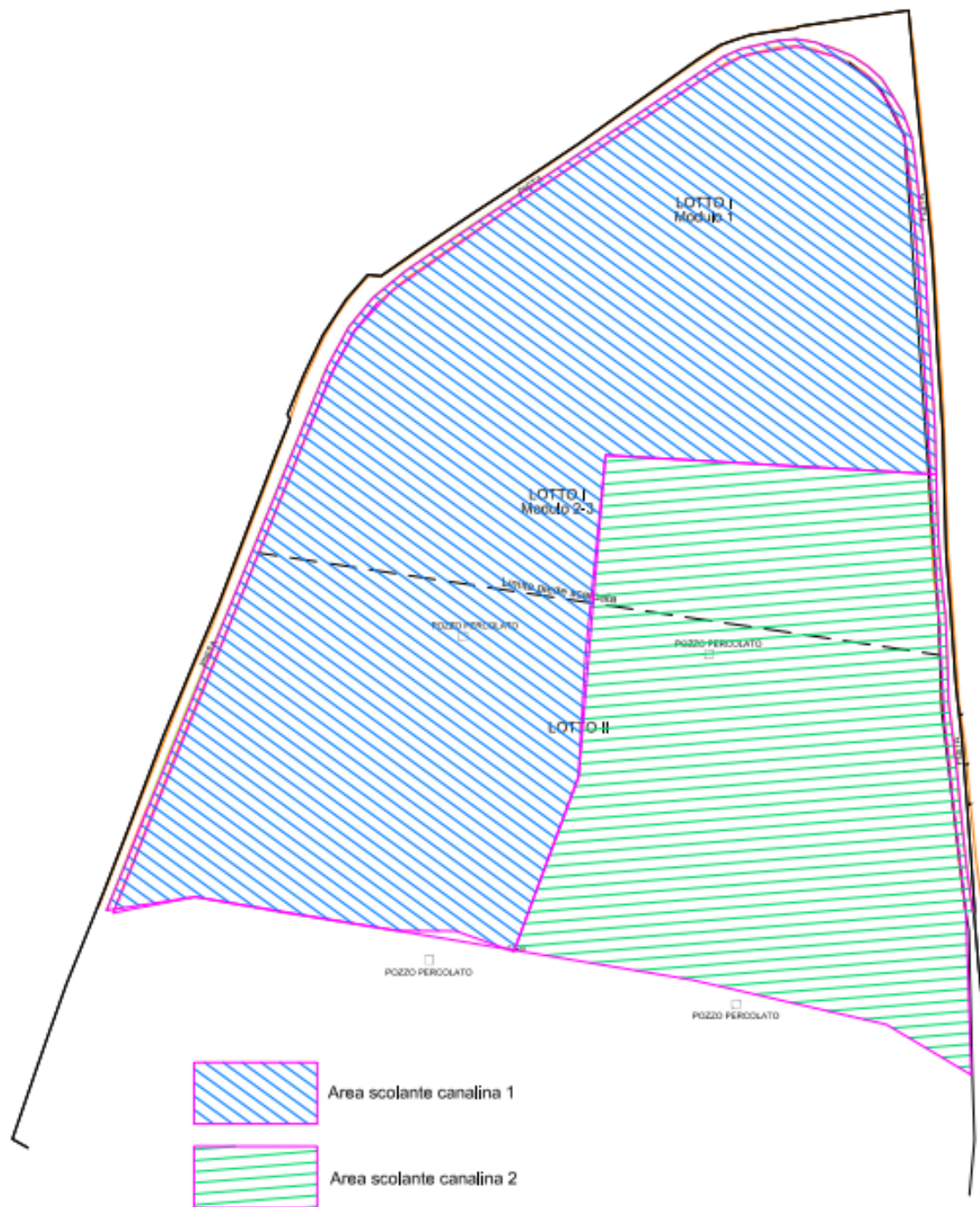
CARATTERIZZAZIONE MORFOMETRICA DELL'AREA SCOLANTE

La copertura a seguito degli interventi di ripristino ambientale previsti si estenderà per una superficie di ca. 4,71 ettari, e viene suddivisa in n. 2 sotto aree scolanti per i tratti di canaline a piede scarpata che risultano avere pendenze in direzioni opposte.

Principali dati geomorfologici copertura finale:

Superficie ortottica:	4,71 ha
Superficie reale:	4,78 ha
Lunghezza canalina 1:	0,627 km
Pendenza media canalina 1:	0,0179 m/m
Lunghezza canalina 2:	0,150 km
Pendenza media canalina 2:	0,0161 m/m

A seguire si riporta tavola con aree scolanti per i tratti considerati:



MODELLAZIONE DELLA FORMAZIONE DEL DEFLUSSO: METODO CN-SCS

I modelli di piena sono formati da due moduli:

- 1- formazione del deflusso;
- 2- propagazione del deflusso.

Formazione del deflusso Metodo CN-SCS

Il metodo, proposto dal Soil Conservation Service (SCS) assume che il volume specifico di deflusso superficiale P_e sia proporzionale alla precipitazione cumulata lorda P , depurata dall'assorbimento iniziale I_a , secondo il rapporto fra volume specifico infiltrato F e volume specifico di saturazione del terreno S .

Il volume specifico di saturazione S dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, globalmente rappresentati dal parametro CN.

CALCOLO DEL CURVE NUMBER

L'indice CN è un numero adimensionale, compreso tra 0 e 100, funzione della natura del suolo, del tipo di copertura vegetale e dalle condizioni di umidità del suolo antecedenti la precipitazione. Per quanto riguarda il primo fattore, il SCS ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A, B, C e D) sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento.

I valori del CNII sono stati imposti sulla base delle tabelle riportate nelle linee guida e indirizzi operativi per l'attuazione del principio della invarianza idraulica, secondo quanto indicato nelle Linee guida Regionali.

Attualmente per il calcolo del drenaggio superficiale si è ponderato un suolo di tipo D a bassissima infiltrazione, dovuta al grado di impermeabilizzazione dell'area di discarica ($k=10^{-7}$ cm/s), con valore di CN, tipico di aree destinate a verde con copertura erbacea superiore al 75% a cui si può agevolmente equiparare la superficie della discarica.

Dalla mappa dell'uso del suolo della Regione Sardegna (Corine Land Cover RAS - 2008) riportata per l'area oggetto del presente studio, sono state ricavate le tipologie, codifiche ed estensioni delle superfici che possono essere suddivise nelle classi individuate .

Dalla combinazione della attribuzione della classe di tipo di suolo e dell'uso del suolo, è stato stimato il valore del CN-II medio, 85.

Utilizzando la procedura di media pesata, dalla combinazione di tipo di suolo e dell'Uso del suolo, tramite la Tabella 5 allegata alle Linee guida e indirizzi operativi per l'attuazione del principio della invarianza idraulica, è stato stimato il valore del CNII medio dell'intera area.

Il valore del CNII (AMC II) è stato successivamente convertito in CNIII (AMC III-Antecedent Moisture control) utilizzando la relazione seguente:

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Il valore del CN III risultante è 92,87, approssimato a 95 come da normativa PAI.

USO DEL SUOLO	CORINNE UDS COD	SUP Kmq	TIPO SUOLO	CN II Unitario	%	percentuale	CN II*S	CN III
SEMINATIVI AREE NON IRRIGUE	2111	0,0478	D	85	100%	85	4,063	
		TOT SUPERFICIE				CN II MEDIO		
		0,0478				85,00		92,87
						CN III DI PROGETTO		95,00

DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il calcolo del tempo di corrivazione viene eseguito, coerentemente a quanto indicato nelle linee guida del PAI, attraverso la formulazione del Viparelli, per velocità di 1 m/s.

$$T_c = L/v$$

in cui L indica la lunghezza della canale di raccolta e V la velocità della particella d'acqua.

Per L = 627 m

$$T_c = 0,17 \text{ ore}$$

CALCOLO DELLE SOGLIE PLUVIOMETRICHE CON LA DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA TCEV

Per la rappresentazione degli eventi estremi si riporta il modello probabilistico a quattro parametri TCEV (Two Component Extreme Value) in quanto l'impiego di una distribuzione multiparametrica può fornire stime accurate per gli eventi di precipitazione breve e intensa.

La stima dei parametri della TCEV a tre livelli di regionalizzazione è descritta nelle pubblicazioni Deidda e Piga (1998) e Deidda et al. (2000) e di seguito viene riportata una sintesi delle equazioni utilizzate.

INDAGINE IDROLOGICA SULLE PIOGGE INTENSE

Per determinare le curve di possibilità climatica esprimenti la relazione che intercorre tra l'altezza di pioggia e la corrispondente durata, occorre effettuare lo studio delle piogge di breve durata e forte intensità indagando sugli afflussi meteorici conseguenti a tali piogge.

La tecnica idrologica abituale fornisce per le curve di possibilità climatica l'espressione di tipo monomio:

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

dove:

h = altezza di pioggia espressa in mm.

t = durata della pioggia espressa in ore

a, n = costanti

che è stata dedotta classificando in ordine decrescente le massime altezze di pioggia verificatesi in passato ed involupando superiormente i dati di pari ordine.

Oggigiorno si preferisce sostituire a tale tecnica quella basata sulla indagine probabilistica che consente di determinare una relazione del tipo:

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

collegata ad una probabilità. Praticamente si vuole trovare l'altezza di pioggia h, relativa ad una certa

durata t , che abbia probabilità piuttosto bassa di venire eguagliata o superata.

Per il calcolo delle portate di piena è conveniente assegnare al verificarsi di tali eventi delle probabilità inferiori e uguali ad un certo valore percentuale o , come si dice, dei tempi di ritorno T superiori o uguali ad un certo numero di anni.

Tali tempi di ritorno rappresentano quindi il numero di anni in cui un assegnato valore dell'altezza di pioggia h di durata t verrà uguagliato o superato in media una sola volta.

Per effettuare un'indagine idrologica relativa ad un certo comprensorio è necessario avere a disposizione numerosi dati pluviometrici registrati da un pluviografo funzionante almeno da alcuni decenni.

Per quanto riguarda la definizione delle curve segnalatrici relative al bacino in esame si è fatto riferimento alle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica in Sardegna determinate con la distribuzione probabilistica TCEV.

La pioggia indice $\mu(d)$ di durata d (ovvero la media dei massimi annui della pioggia di durata d) può essere espressa in forma monomia:

$$\mu = a_1 \cdot d^{n_1} \quad (1)$$

Dove a_1 e n_1 si possono determinare in funzione della pioggia media dei massimi annui giornalieri o pioggia indice giornaliera μ_g :

$$a_1 = \mu_g / (0,886 \cdot 24^{n_1}) \quad (2)$$

$$n_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log_{10} \mu_g \quad (3)$$

L'altezza di pioggia $h_T(d)$ di durata d (in ore) con assegnato tempo di ritorno T (in anni) si ottiene moltiplicando la pioggia indice $\mu(d)$ per un coefficiente di crescita $K_T(d) = a_2 \cdot d^{n_2}$:

$$h_T(d) = \mu(d) \cdot K_T(d) = a_1 \cdot a_2 \cdot d^{(n_1 + n_2)} \quad (4)$$

dove i coefficienti a_2 e n_2 si determinano con le relazioni seguenti per differenti T e d e per le 3 sottozone omogenee (SZO) in cui è stata suddivisa la Sardegna:

a) per tempi di ritorno $T \leq 10$ anni:

$$\text{SZO 1: } a_2 = 0,66129 + 0,85935 \cdot \log_{10} T ; n_2 = -1,8438 \cdot 10^{-4} - 1,5339 \cdot 10^{-2} \cdot \log_{10} T$$

$$\text{SZO 2: } a_2 = 0,64597 + 0,89777 \cdot \log_{10} T ; n_2 = -5,6073 \cdot 10^{-3} + 7,0047 \cdot 10^{-4} \cdot \log_{10} T$$

$$\text{SZO 3: } a_2 = 0,62235 + 0,95656 \cdot \log_{10} T ; n_2 = -2,4882 \cdot 10^{-2} + 4,5884 \cdot 10^{-2} \cdot \log_{10} T$$

b) per tempi di ritorno $T \geq 10$ anni:

SZO 1:

$$a_2 = 0,4642 + 1,0376 \cdot \log_{10} T$$

$$n_2 = -0,18448 + 0,2296 \cdot \log_{10} T - 3,3216 \cdot 10^{-2} \cdot (\log_{10} T)^2 \quad (\text{per } d \leq 1 \text{ ora})$$

$n_2 = -1,0469 \cdot 10^{-2} - 7,8505 \cdot 10^{-3} \cdot \log_{10} T$ (per $d > 1$ ora)

SZO 2:

$a_2 = 0,43797 + 1,089 \cdot \log_{10} T$

$n_2 = -0,18722 + 0,24862 \cdot \log_{10} T - 3,6305 \cdot 10^{-2} \cdot (\log_{10} T)^2$ (per $d \leq 1$ ora)

$n_2 = -6,3887 \cdot 10^{-3} - 4,542 \cdot 10^{-3} \cdot \log_{10} T$ (per $d > 1$ ora)

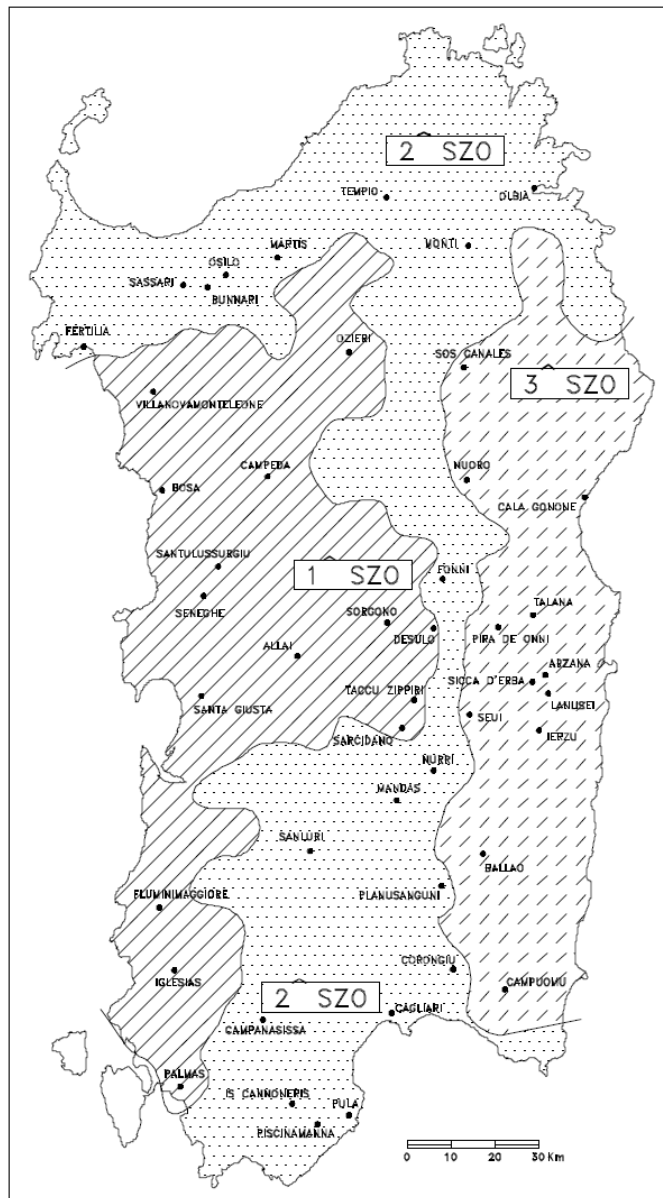
SZO 3:

$a_2 = 0,40926 + 1,1441 \cdot \log_{10} T$

$n_2 = -0,1906 + 0,264438 \cdot \log_{10} T - 3,8969 \cdot 10^{-2} \cdot (\log_{10} T)^2$ (per $d \leq 1$ ora)

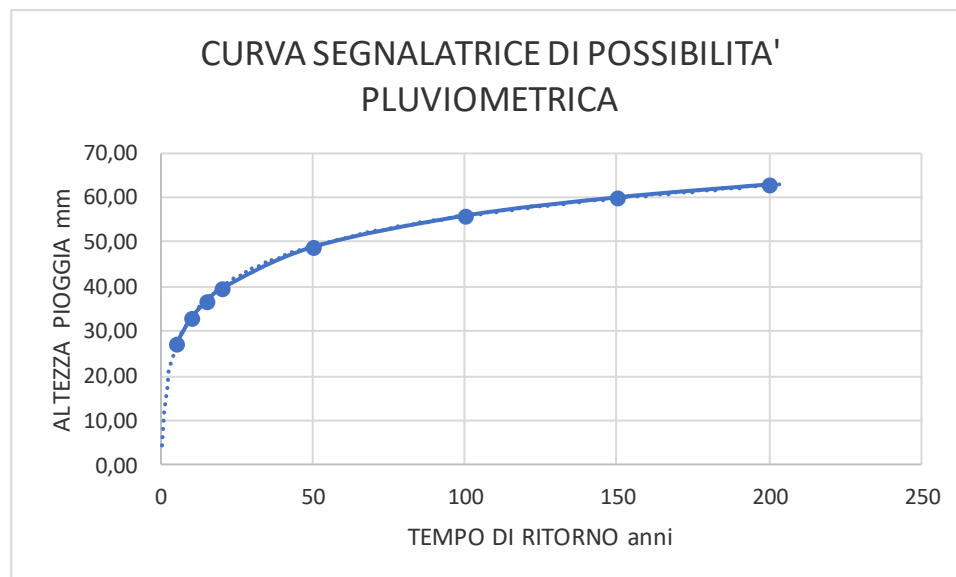
$n_2 = 1,4929 \cdot 10^{-2} + 7,1973 \cdot 10^{-3} \cdot \log_{10} T$ (per $d > 1$ ora)

L'area in esame ricade nella sottozona 2 come si evidenzia dalla figura seguente:



Si riportano i parametri e la curva segnalatrice utilizzata nei calcoli:

Sottozona Omogenea (SZO) n. 2										
Pioggia indice giornaliera (mm)										
55										
Durata di progetto (ore) =		1,00								
EVENTI ESTREMI DI PIOGGE BREVI ED INTENSE CURVE SEGNALATRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA									EVENTI ESTREMI DI PRECIPITAZIONE GIORNALIERA (mm)	
				t <= 60'		t > 60'		Altezza di pioggia h(t) in mm		
TEMPI DI RITORNO T (anni)	a1	n1	a2	n2	a2	n2	t <= 60'	t > 60'		
5	21,379	0,3354	1,2735	-0,0051			27,23	27,23	69,84	
10	21,379	0,3354	1,5437	-0,0049			33,00	33,00	86,15	
15	21,379	0,3354	1,7187	0,0552	1,7187	-0,0117	36,74	36,74	95,87	
20	21,379	0,3354	1,8548	0,0751	1,8548	-0,0123	39,65	39,65	102,85	
50	21,379	0,3354	2,2881	0,1308	2,2881	-0,0141	48,92	48,92	125,54	
100	21,379	0,3354	2,616	0,1653	2,616	-0,0155	55,93	55,93	143,17	
150	21,379	0,3354	2,8077	0,1824	2,8077	-0,0163	60,03	60,03	153,67	
200	21,379	0,3354	2,9438	0,1932	2,9438	-0,0168	62,94	62,94	161,20	



CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA

Il calcolo della portata massima sulle tratte di canale al piede del ripristino finale viene di seguito effettuato con il metodo dell'invaso evidenziato nei fogli di calcolo a seguire da cui si evince che la portata liquida calcolata per tempi di ritorno di 10 anni risulta:

1. Canalina 1: $Q_{10} = 0,39 \text{ m}^3/\text{s}$.
2. Canalina 2: $Q_{10} = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

METODO DELL'INVASO				
$Q = p(\theta) * \varepsilon = \phi * \varepsilon * S * i(\theta)$				
$\varepsilon = (1 - e^{-\theta/k})$				
$i(\theta) = a * \theta^{4/3n-1}$				
$\phi = \phi_1 * \theta^{n'-1}$				
$k = 0,7 * T_0$				
$T_0 = (4 * \text{radq}(S) + 1,5 * L) / 0,8 * \text{radq}(H)$				
$dQ/d\theta = 0$				
$1/k * e^{-\theta_c/k} = (1 - 4/3n) * \varepsilon / \theta_c$			ricavo la durata critica θ_c	
$Q_c = \phi_1 * (1 - e^{-\theta_c/k}) * S * a * \theta_c^{4/3n-1}$			ricavo la portata critica Q_c	
Canalina 1 - DISCARICA SIGED SCALAEERRE				
Area scolante totale in ettari		ha	3,36	
coefficiente di assorbimento medio ponderale			0,9500	
esponente n della curva $h=at^n$	n		0,33050581	← T=10 anni
valore a della curva $h=at^n$	a	mm/ora ⁿ	33,00371501	
dislivello medio del bacino H		m	6	
a' ragg. (se > 100ha) $a' = a(1 - 0.06 A/100^{0,4})$		mm	33,0	
n' ragg. (se > 100 ha) $n' = n + 0.03(A/100)^{0.6}$			0,331	
$n_0' = 4/3n'$			0,441	
costante di invaso k		ore	0,26	
durata		sec	1008	ore 0,28
			1,311586679	
			1,311808	
	Differenza		-0,000222	
PORTATA CRITICA			0,39	m³/sec 391,57 l/s

METODO DELL'INVASO				
$Q = p(\theta) \cdot \varepsilon = \phi \cdot \varepsilon \cdot S \cdot i(\theta)$				
$\varepsilon = (1 - e^{-\theta/k})$				
$i(\theta) = a' \cdot \theta^{4/3n'-1}$				
$\phi = \phi_1 \cdot \theta^{n'-1}$				
$k = 0,7 \cdot T_0$				
$T_0 = (4 \cdot \text{radq}(S) + 1,5 \cdot L) / 0,8 \cdot \text{radq}(H)$				
$dQ/d\theta = 0$				
$1/k \cdot e^{-\theta_c/k} = (1 - 4/3n') \cdot \varepsilon / \theta$			ricavo la durata critica θ_c	
$Q_c = \phi_1 \cdot (1 - e^{-\theta_c/k}) \cdot S \cdot a' \cdot \theta_c^{4/3n'-1}$			ricavo la portata critica Q_c	
Canalina 2 - DISCARICA SIGED SCALAEERRE				
Area scolante totale in ettari	ha		1,42	
coefficiente di assorbimento medio ponderale			0,9500	
esponente n della curva $h=at^n$	n		0,33050581	← T=10 anni
valore a della curva $h=at^n$	a	mm/ora ⁿ	33,00371501	
dislivello medio del bacino H	m		5	
a' ragg. (se > 100ha) $a' = a(1 - 0,06 A/100^{0,4})$	mm		33,0	
n' ragg. (se > 100 ha) $n' = n + 0,03(A/100)^{0,6}$			0,331	
$no' = 4/3n'$			0,441	
costante di invaso k	ore		0,19	
durata	sec		718	ore 0,20
			1,841701955	
			1,842044	
	Differenza		-0,000342	
PORTATA CRITICA			0,20	m³/sec 200,09 l/s

Al fine del dimensionamento della sezione delle canaline meteoriche si assume la portata $Q_{10} + 30\%$ come da Dgls 121/2020 per cui le portate di progetto sono:

- Canalina 1 (ovest- nord- nord est) : $Q_{\text{prog1}} = Q_{10} \cdot 1,3 = 0,51 \text{ m}^3/\text{s}.$
- Canalina 2 (est): $Q_{\text{prog2}} = Q_{10} \cdot 1,3 = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}.$

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE CANALETTE METEORICHE

La verifica idraulica di canali di raccolta delle acque meteoriche provenienti dal capping nella sua conformazione finale consiste nello stimare le portate che sono in grado di smaltire nella loro sezione idraulica e nell'analizzarne la compatibilità con gli eventi almeno corrispondenti a T = 10 anni, aumentati del 30%.

La descrizione del moto di una corrente in un alveo viene compiuta, generalmente, adottando la teoria del moto permanente a pelo libero monodimensionale.

Tale teoria, sebbene semplifichi notevolmente la complessa realtà in esame, consente di ottenere risultati che non alterino la sostanza fisica dei fenomeni da simulare.

In particolare, una volta individuate le sezioni trasversali caratteristiche del canale, è necessario costruire la scala di portata che rappresenta il legame tra portata Q ed il corrispondente livello idrico H.

Supponendo che la corrente idrica defluisca in condizioni di moto uniforme, la formula adottata per descrivere il legame Q-H è quella proposta da Chèzy: $Q = A \cdot C \cdot (R \cdot i)^{1/2}$

dove:

- A = area della sezione bagnata
- E = A/P raggio idraulico
- P = perimetro bagnato
- i = pendenza del condotto
- C = $100 / (1 + m / (R)^{1/2})$ = coefficiente di Kutter
- m = coefficiente di scabrezza dell'alveo

Le canaline in progetto avranno sezione rettangolare

La tabella seguente riassume le portate massime che possono transitare in alveo nella sezione caratteristica e le confronta con le portate meteoriche di progetto e riporta le verifiche idrauliche positive per ogni canalina.

CONDOTTE ACQUE METEORICHE INTERNE A PIEDE SCARPA													
	SUPERFICIE SCOLANTE	N° Condotti entranti	Caratteristiche costruttive				Caratteristiche idrauliche				Portate a sezione finale		VERIFICA
			LUNGHEZZA	Altezza / Diametro interno	Larghezza	Materiale	Scabrezza	Pendenza	Q _{max} transitabile	V _{max}	Q 10	QProg	
N° condotto	ha		m	cm	cm		m	‰	l/s	m/s	l/s	l/s	
1 - OVEST > EST	3,36	0	627	50,00	40,00	cls	0,35	17,90	525,11	2,78	390,0	507,0	Verifica ok
2 - EST	1,42	0	125	50,00	40,00	cls	0,35	16,10	498,01	2,64	200,0	260,0	Verifica ok
							Formula di Chezy:						
							$Q = A \cdot C \cdot (R \cdot i)^{1/2}$						

Nell'ambito del recupero ambientale del lotto II si prevede un primo intervento provvisorio, finalizzato all'impermeabilizzazione di tutto il fronte.

Tale intervento è finalizzato a:

1. Riduzione dei fenomeni erosivi della superficie del fronte.
2. Miglioramento della stabilità per riduzione degli apporti idrici in profondità.
3. Riduzione della superficie esposta all'infiltrazione meteorica
4. Drenaggio delle acque meteoriche

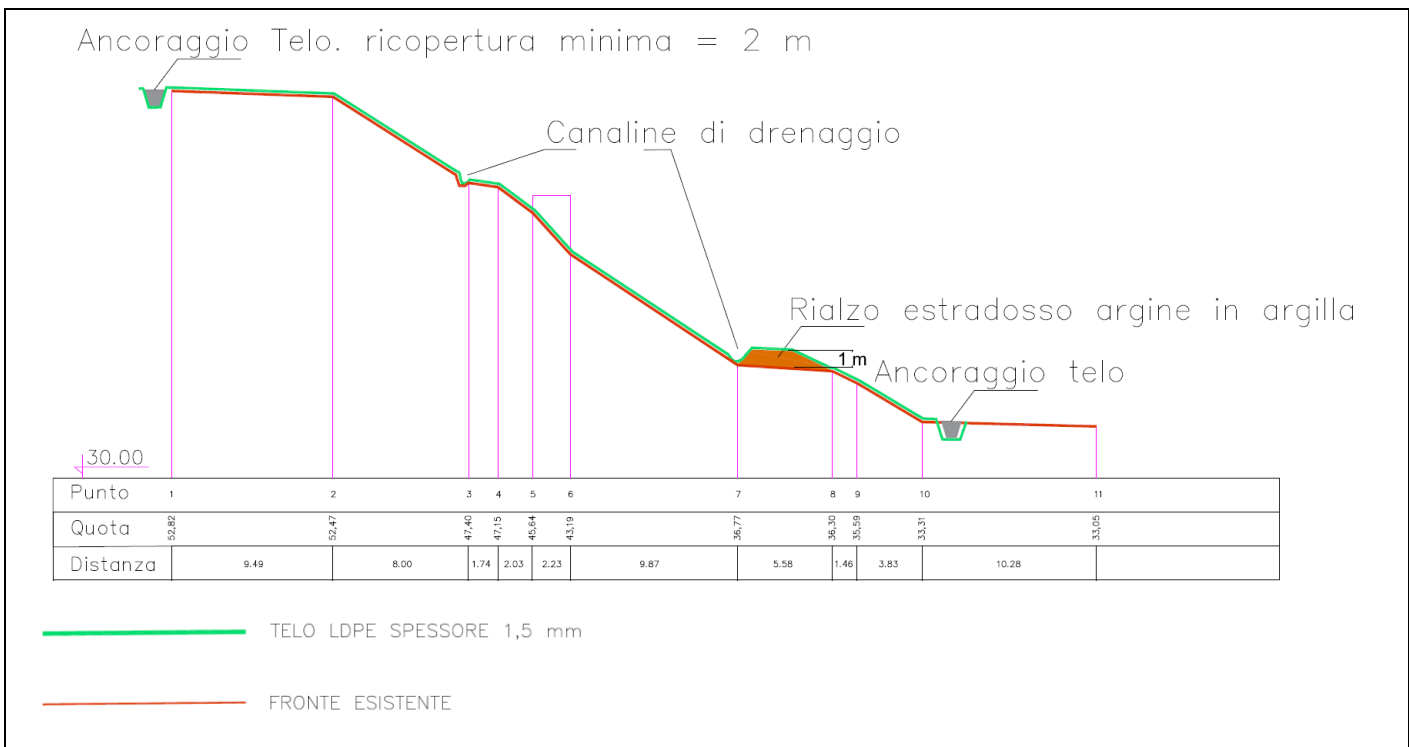
Gli interventi previsti sono:

1. Innalzamento di circa 1 m dell'arginello di piede tramite terreno argilloso compattato, steso a strati non superiori a 15 cm con $K > 1 \cdot 10^{-8}$ m/sec.
2. Escavazione a monte del piano di accesso ai pozzi percolato, al fine di creare un canale di drenaggio con direzione E → O. e pendenza minima pari a $i_{\min} = 0,5\%$,
3. Creazione di pendenza minima pari a $i_{\min} = 0,5\%$ direzione O → E a monte del, rialzo dell'arginello di piede.
4. Ricopertura totale dell'area di fronte mediante posa di telo LDPE spessore minimo $S_{\min} = 1,5$ mm ancorati con funi di trattenuta e zavorre

Le canaline di drenaggio di cui ai pti. 2. e 3. avranno superficie minima di sezione transitabile equivalente a canala semicircolare con raggio di sup. netta pari a 50 cm.

La posa del telo, oltre all'impermeabilizzazione del telo permetterà quindi il drenaggio delle acque meteoriche. (vedi TAV 10P e figura sotto)

Schema interventi di progetto impermeabilizzazione fronte sud



Il recapito delle acque meteoriche ricadenti sul fronte sud sarà così distinto:

- A. Drenaggio alto (livello accesso pozzi) : recapito a gravità verso canala di drenaggio lato Ovest
- B. Drenaggio basso (livello paramento arginello) : recapito verso nuova vasca in progetto con capacità pari a 1000 I, rilancio tramite gruppo di pompaggio da con portata massima pari a $Q = 1 \text{ mc/h}$ (sulla base delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica)

L'ancoraggio del telo a monte avverrà, previa sovrapposizione su copertura di almeno 2 m, tramite zavorra lineare in cls a sezione trapezia/rettangolare.

A valle dell'arginello di base verrà realizzata la medesima tipologia di ancoraggio.

In prossimità delle linee di intersezione del fronte con le sponde laterali, il telo LDPE dovrà essere sovrapposto per almeno 3 m al telo in HDPE di sponda e saldato allo stesso.

STIMA PORTATE AGGIUNTIVE DRENATE

La portata massima aggiuntiva dovuta all'impermeabilizzazione del fronte Sud viene stimata con il metodo dell'invaso, per una superficie aggiuntiva di area scolante pari a 0,7 ha.

La portata liquida calcolata per tempi di ritorno di 10 anni risulta da ripartire sulle canaline ricavate lungo il fronte è pari a:

Q = 14,7 l/s :

METODO DELL'INVASO				
$Q = p(\theta) \cdot \varepsilon = \phi \cdot \varepsilon \cdot S \cdot i(\theta)$ $\varepsilon = (1 - e^{-\theta/k})$ $i(\theta) = a \cdot \theta^{4/3n-1}$ $\phi = \phi_1 \cdot \theta^{n'-1}$ $k = 0,7 \cdot T_0$ $T_0 = (4 \cdot \text{radq}(S) + 1,5 \cdot L) / 0,8 \cdot \text{radq}(H)$ $dQ/d\theta = 0$				
$1/k \cdot e^{-\theta_c/k} = (1 - 4/3n) \cdot \varepsilon / \theta$		ricavo la durata critica θ_c		
$Q_c = \phi_1 \cdot (1 - e^{-\theta_c/k}) \cdot S \cdot a \cdot \theta_c^{4/3n-1}$		ricavo la portata critica Q_c		
BACINO FRONTE SUD- DISCARICA DI SCALA ERRE				
Area scolante totale in ettari	ha		0,7	
coefficiente di assorbimento medio ponderale			1,0000	
esponente n della curva $h=at^n$	n		0,3297106	← T=10 anni
valore a della curva $h=at^n$	a	mm/ora ⁿ	32,95081133	
dislivello medio del bacino H	m		22,8	
a' ragg. (se > 100ha) $a' = a(1 - 0,06 A/100^{0,4})$	mm		33,0	
n' ragg. (se > 100 ha) $n' = n + 0,03(A/100)^{0,6}$			0,330	
$no' = 4/3n'$			0,440	
costante di invaso k	ore		0,06	
durata evento	sec		50000	ore 13,89
			7,69176E-98	
			0,040348	
		Differenza	-0,040348	
PORTATA CRITICA			52,80	m ³ /ora 14,67 l/s

