



S.R.R. Trapani
Provincia Nord



REGIONE SICILIANA
COMUNE TRAPANI (TP)

PIATTAFORMA TECNOLOGICA PER IL TRATTAMENTO E LA VALORIZZAZIONE
DEI R.S.U. SITA IN C\DA BORRANEA NEL COMUNE DI TRAPANI

LOTTO 1: IMPIANTO DI DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI

CUP: G95I18000160001

PROGETTO ESECUTIVO

Il gruppo di progettazione:

Arch. Vincenza Di Marco

Arch. Giacomo Lombardo

Ing. Saverio Di Blasi

Assistenza alla progettazione:



via Sardegna, 33
90144 Palermo (PA)
Tel. 091 - 6788257

Visto il Responsabile del Procedimento:

Arch. Pasquale Musso



N. ELABORATO:

10

TITOLO ELABORATO:

Relazione Geotecnica

CODICE ELABORATO:

10 PET1 PE 01 RD 0004.1 B

n. progressivo

lavoro

fase

lotto

tipo documento

numero elaborato

REV

SCALA:

A

prima emissione

Luglio 2019

B

seconda emissione

ottobre 2020

C

D

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	3
1.1	REVISIONE N.1 A SEGUITO DEL RAPPORTO DI VERIFICA N.3 DEL 03.06.2020	3
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	15
3	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	17
3.1	MODELLAZIONE GEOLOGICA - PRESCRIZIONI DELLE NTC	17
3.2	SINTESI DELLO STUDIO GEOLOGICO	17
3.2.1	<i>CARATTERI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI.....</i>	<i>17</i>
3.2.2	<i>CARATTERI IDROGEOLOGICI.....</i>	<i>20</i>
3.2.3	<i>CONCLUSIONI DELLO STUDIO GEOLOGICO</i>	<i>22</i>
3.2.4	<i>CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE</i>	<i>26</i>
4	INDAGINI	27
4.1	INDAGINI E PRESCRIZIONI DELLE NTC	27
4.2	INDAGINI IN SITU EFFETTUATE	28
4.2.1	<i>DESCRIZIONE E STRATIGRAFIA DEI SONDAGGI</i>	<i>31</i>
4.2.2	<i>RISULTATI DEI RILEVAMENTI DELLA FALDA ALL'INTERNO DEI PIEZOMETRI</i>	<i>53</i>
4.3	INDAGINI IN LABORATORIO	53
5	CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO	55
5.1	MODELLO GEOTECNICO	56
5.2	CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI	56
6	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO E PROBLEMATICHE GEOTECNICHE	64
6.1	STABILITÀ GLOBALE DELLA DISCARICA	64
6.2	STABILITÀ LOCALE DELLE SCARPATE DI SCAVO DEL FONDO VASCA	65
6.3	ARGINE DI VALLE E RILEVATO DEL PIAZZALE IN TERRE ARMATE STABILIZZATO A CEMENTO	65
6.3.1	<i>RILEVATO CON TERRENO PROVENIENTE DAGLI SCAVI STABILIZZATO A CEMENTO - REALIZZAZIONE DI UN CAMPO PROVA</i>	<i>66</i>
6.3.2	<i>RILEVATO CON TERRENO PROVENIENTE DAGLI SCAVI STABILIZZATO A CEMENTO - PROVE DI ACCETTAZIONE DEL MATERIALE</i>	<i>67</i>
6.3.3	<i>RILEVATO CON TERRENO PROVENIENTE DAGLI SCAVI STABILIZZATO A CEMENTO - PRESCRIZIONI SULL'ESECUZIONE DEL RILEVATO E CONTROLLI IN CORSO D'OPERA</i>	<i>67</i>
6.3.4	<i>Terre armate – requisiti tecnici.....</i>	<i>70</i>
6.3.5	<i>Terre armate – prescrizioni sulla posa in opera</i>	<i>71</i>
6.3.6	<i>Terre armate – prescrizioni sulla posa in opera</i>	<i>74</i>
7	VERIFICHE GEOTECNICHE	74
7.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	74
7.2	CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA DI SICUREZZA	75
7.3	METODOLOGIE DI CALCOLO.....	79
7.3.1	<i>VERIFICHE DI STABILITÀ</i>	<i>79</i>
7.3.2	<i>VERIFICHE DELL'ARGINE IN TERRE ARMATE.....</i>	<i>81</i>
7.4	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DELLA DISCARICA.....	87
7.5	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO INTERNI ALLA VASCA, LATERALI ED IN CORRISPONDENZA DELL'ARGINE DI VALLE.....	107

7.6	VERIFICHE DI STABILITA' DELL'ARGINE IN TERRE ARMATE	112
7.7	CALCOLO DELLA PORTANZA DEL RILEVATO ARTIFICIALE A VALLE DELLA VASCA	124

1 PREMESSA

La presente relazione è stata redatta a corredo del lavoro di cui al frontespizio del presente elaborato e riguarda in particolare lo studio geotecnico allegato al progetto esecutivo relativo alla realizzazione di *“Piattaforma tecnologica per il trattamento e la valorizzazione dei R.S.U. sita in c/da Borraanea nel Comune di Trapani – intervento facente parte dei “Primi interventi urgenti di protezione civile in conseguenza della dichiarazione dello stato di emergenza in relazione alla situazione di criticità in atto nel territorio della Regione Siciliana nel settore dei rifiuti urbani” della O.C.D.P.C. 513 del 08 marzo 2018”*.

Scopo della presente relazione è quello di:

- ricostruire il quadro geologico-strutturale, geomorfologico e idrogeologico nel quale si inserisce il sito in esame;
- accertare le caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dei terreni di fondazione pervenendo alla definizione dei parametri caratteristici dei terreni;
- caratterizzare i terreni che saranno interessati dalle opere ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto in ottemperanza alle “Norme tecniche per le costruzioni”, D.M. Ministero Infrastrutture e Trasporti del 17/01/2018, capitolo 3 Azioni sulle Costruzioni, punto 3.2.2.
- esporre i criteri ed effettuare le verifiche ed i calcoli delle opere geotecniche previste in progetto.

Gli elementi acquisiti grazie alle indagini in sito ed in laboratorio sono stati integrati dalle informazioni desunte dalla letteratura geologica esistente.

1.1 REVISIONE N.1 A SEGUITO DEL RAPPORTO DI VERIFICA N.3 DEL 03.06.2020

Il presente paragrafo riporta le osservazioni del Rapporto di verifica interno n. 3 del Dipartimento Regionale Tecnico Servizio 4 – Unità Verifica Progetti dell'Assessorato Regionale delle Infrastrutture e della Mobilità su richiesta del Commissario delegato della Struttura Commissariale O.C.D.P.C. 29 Marzo 2019, n. 582 datato 03.06.2020 ed i relativi riscontri.

A seguito delle predette osservazioni è stata quindi sviluppata la revisione n.1 degli elaborati n. 10 – Relazione geotecnica e n. 11 – Verifiche di stabilità/tabulati di calcolo/parametri sismici che annullano e sostituiscono le precedenti versioni.

Si riporta nel seguito l'elenco dettagliato delle osservazioni e dei relativi riscontri.

RILIEVO N.22 del rapporto di verifica

Osservazione 1)

La classe d'uso $C_u=1,00$ utilizzata per le verifiche strutturali in condizioni sismiche, è in contrasto con la tipologia di opera da realizzare per come previsto dall'OPCM 3274/01-art.2-comma 3-recepita dalla Regione Siciliana con Decreto del 15/01/2004 pubblicato sulla GURS n.7 del 13/02/2004 Elenco B2-capoverso 3 "categorie tipologiche di opere infrastrutturali di competenza regionale che possono assumere rilevanza in relazione di un eventuale collasso".

Riscontro osservazione 1)

Si premette che nella versione precedente della relazione geotecnica era stato riportato (pag. 66) il seguente schema di riepilogo:

○ In condizioni sismiche si adottano i seguenti parametri:			
▪ Tipo opera:	3	Grandi opere di interesse strategico	
▪ Classe d'uso:	Classe II		
▪ Vita nominale:	50.0	[anni]	
▪ Vita di riferimento:	75.0	[anni]	

Tale schema riporta alcuni errori in quanto la V_n per le opere di tipo 3 è 100 anni e non 50 anni; inoltre sebbene sia stato riportato l'utilizzo di C_u II = 1,00 viene invece adottato nei calcoli un coefficiente di C_u III = 1,50 che infatti trasforma V_n = 50 anni in V_r = 75 anni.

Al fine di riscontrare la predetta osservazione ed adeguare il calcolo alle altre prescrizioni, è stato modificato l'input delle verifiche di stabilità tenendo conto delle seguenti modifiche:

- V_n = 50 anni relativo a "Tipo di opera 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" diventa V_n = 100 anni relativo a "Tipo di opera 3 - Costruzioni con livelli di prestazioni elevati"
- La C_u II = 1,00 prevista nella precedente versione è stata modificata con C_u IV = 2,00 (addirittura con prestazione maggiore rispetto a quanto richiesto da normativa secondo il caso specifico)
- V_r = 75 anni prevista nella precedente versione diventa $V_r = V_n \times C_u = 100 \times 2,00 = 200$ anni

- Si adeguano i modelli di calcolo e quindi i risultati delle verifiche a quanto contenuto nel provvedimento AIA D.D.S. n.809/S7-DAR del 05.07.2019 , art.8, cap. “lotto n.1 – Discarica”, lettera e), secondo cui:

e) E' fatto obbligo di mantenere il battente del percolato all'interno dei rifiuti al valore più basso possibile e comunque non oltre 50 cm.. E' fatto obbligo al Gestore di prevedere interventi aggiuntivi e migliorativi al sistema di estrazione del percolato, qualora venga accertato il malfunzionamento dei sistemi di drenaggio di fondo, sia mediante la messa in opera di pozzi di estrazione verticali, sia mediante la creazione di apposite trincee drenanti;

A tal proposito si evidenzia che nel modello di calcolo si era tenuto conto della possibilità di eventuali malfunzionamenti del sistema di captazione del percolato e pertanto si era ipotizzato un possibile battente d'acqua tale da riempire fino al colmo (ovvero gli argini impermeabili) l'intera vasca.

Nella nuova revisione dei calcoli il battente di percolato, ovvero il livello di falda, è ipotizzato nullo all'interno del terreno RA in considerazione delle osservazioni riportate nel provvedimento di AIA.

Le anzidette modifiche vengono recepite nella nuova relazione da cui si evince che le verifiche rientrano nei parametri di sicurezza imposti dalla normativa.

Osservazione 2)

La categoria topografica T1(superfici pianeggiante con angolo di pendenza inferiore a 15°) adottata va diversificata in relazione alle previsioni della tabella 3.2.II delle NTC 2018.

Riscontro osservazione 2)

Rispetto a quanto erroneamente riportato nella predetta osservazione le verifiche di stabilità sono state condotte sempre considerando la categoria topografica T2 (Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$).

L'unico riferimento nella predetta relazione alla categoria topografica T1 è al paragrafo 3.2.4; a tal proposito è chiaramente specificato che si fa riferimento alle condizioni morfometriche del versante naturale, mentre per il rilevato artificiale si considera sempre la condizione T2 (in quanto la pendenza è sempre maggiore di 15° sia mediamente che localmente).

Si precisa inoltre che anche in questo caso le verifiche sono condotte con ampi margini cautelativi in quanto è stata considerata la combinazione dei seguenti coefficienti:

- T2 (pari a 1,20), per tenere conto delle condizioni topografiche,

- categoria C, per tenere conto delle condizioni geologiche.

Volendo essere ancora più precisi entrambi i coefficienti dovrebbero essere presi in funzione dello strato di fondazione della discarica che rappresenta il terreno di sedime su cui insiste l'infrastruttura di che trattasi; in tal caso si sarebbe dovuto adottare un coefficiente T1 (in luogo di T2) in quanto la superficie è piana, ed il coefficiente relativo alla categoria C potrebbe risultare anch'esso cautelativo in quanto, essendo prevista l'escavazione del piano campagna fino al fondo vasca, si ha un "avvicinamento" del piano di fondazione al substrato.

Poiché si è ritenuto meglio essere più cautelativi per le verifiche di che trattasi si è optato per condurre le verifiche con i coefficienti T2 e categoria del terreno C.

Osservazione 3)

Occorre produrre origine e caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati, riportando titolo, autore, produttore, versione ed estremi della licenza d'uso, in accordo al punto 10.2.1. NTC/18.

Riscontro osservazione 3)

Si allega quanto richiesto alla nuova revisione dell'elaborato n. 11 – Verifiche di stabilità/tabulati di calcolo/parametri sismici

Osservazione 4)

A pag.14 della relazione geotecnica sono riportate n°2 prescrizioni provenienti dallo studio geologico. A) canalizzazione delle acque piovane nella zona di deposito temporaneo delle argille scavate; B) fascia di rispetto di 10 m dalle sponde del rigagnolo di I ordine ricadente nel settore NW. Nel progetto le predette prescrizioni non sono state recepite. Si richiama la completezza e il livello di dettaglio del Progetto esecutivo, ai sensi del Titolo II – Capo I, Sezione IV del Regolamento LL.PP. DPR n°207/2010

Riscontro osservazione 4)

Si rimanda all'elaborato grafico di riferimento "85PET1PE01GD000020A - Planimetria area di deposito con indicazione dei rilevati". In tale elaborato non si terrà conto della fascia di rispetto di 10 m dalle sponde del rigagnolo di I ordine ricadente nel settore NW in quanto con nota prot. 9923 del 28/07/2020 l'Autorità di Bacino del Distretto Idrografico della Sicilia ha rilasciato un *parere idraulico favorevole* ai sensi degli artt. 93 e segg. del R.D. n. 523/1904 sulle modifiche apportate al

progetto e sintetizzate graficamente nell'elaborato "83PET1PE01GD0002.1A - Planimetria generale del sistema di allontanamento delle acque meteoriche - particolare" e nella relazione "82PET1PE01RD0002.1A - Relazione di riscontro note Autorità di Bacino prot.8512 del 26/06/2020". Tali modifiche annullano di fatto la presenza del rigagnolo nei pressi dell'area interessata.

Osservazione 5)

Sono state riportate, in maniera erronea, le lettere greche impiegate convenzionalmente per indicare proprietà geo-meccaniche. Occorre correggere le pagg.42, 43, 46, 47, 48, 55, 58, 59, 62, 64, 65, 66, 76, 81, 84, 85, 86 della relazione LI-RD_4.1 "Relazione geotecnica". Si richiama la completezza e il livello di dettaglio del Progetto esecutivo, ai sensi del Titolo II – Capo I, Sezione IV del Regolamento LL.PP. DPR n°207/2010.

Riscontro osservazione 5)

Quanto richiesto è stato adempiuto nella nuova revisione dell'elaborato n. 10 – Relazione geotecnica

Osservazione 6)

A pag.48 della relazione geotecnica è riportata la tabella di caratterizzazione meccanica dei rifiuti, tra cui, il "terreno" RA. Appare non cautelativa la scelta del valore della coesione drenata $c'=15$ kN/m². In letteratura e nella pratica ingegneristica, per il medesimo "tipo litologico", risulta che vengono adottati valori di coesione drenata mediamente più bassi (intorno a 8-10 kN/m²). Ciò comporta che, anche adottando valori dell'angolo di attrito interno più bassi, per ordinari valori dello stato tensionale totale, la curva della resistenza mobilitata si mantiene più alta rispetto a quella corrispondente ai più prudenti dati usualmente impiegati. La relazione, pertanto, non argomenta sufficientemente la scelta dei valori di c' e ϕ' e non risulta conforme a quanto stabilito al paragrafo 6.11.1.4 "Verifiche di sicurezza" di cui alle NTC 2018.

Riscontro osservazione 6)

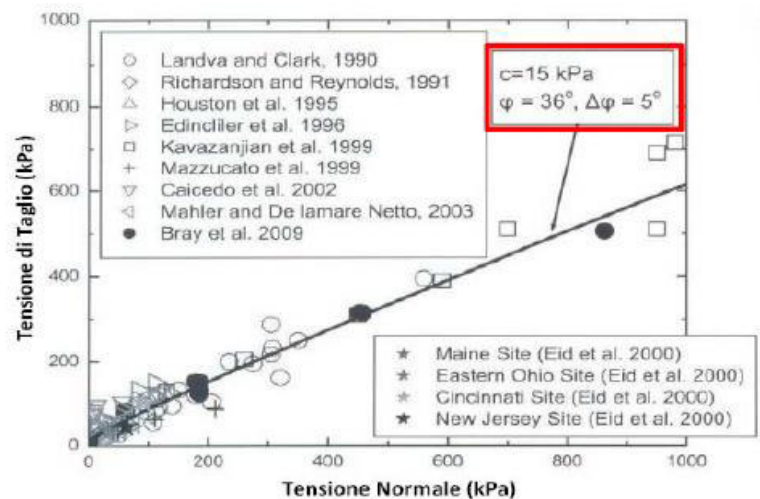
Si premette che quanto richiesto è stato adempiuto nella nuova revisione dell'elaborato "n. 10 – Relazione geotecnica" e pertanto le caratteristiche meccaniche del terreno identificato come RA -

Terreno rifiuti relativi all'ampliamento sono state modificate tenendo conto di una coesione pari a 10 kN/m^2 .

Si precisa di contro che l'osservazione effettuata è assolutamente priva di fondamento scientifico in quanto la letteratura riporta valori di riferimento dei parametri meccanici ben più alti.

Una degli articoli di maggiore riferimento è prodotto da Manassero et al. (1996) che, sulla base dei risultati delle prove condotte su discariche di tutto il mondo, giunge ai risultati riportati nel grafico.

Da una analisi del predetto grafico si evidenzia che mediamente i risultati delle prove meccaniche effettuate su campioni indisturbati di rifiuti prelevati in discariche di tutto il mondo portano ad un involucro medio del legame tensioni normali/di taglio caratterizzato da una retta con $c' = 15 \text{ kPa}$ e $\phi' = 36^\circ$.



Manassero, dall'esame dei predetti risultati, propone quindi nel predetto articolo un involucro di resistenza così suddiviso:

- **zona A:** il rifiuto è descritto come puramente coesivo ($0 < \sigma'_v < 20 \text{ kPa}$ e $c' = 20 \text{ kPa}$)
- **zona B:** corrisponde ad una zona di sforzo medio ($20 < \sigma'_v < 60 \text{ kPa}$, $c' = 20 \text{ kPa}$ e $\phi' = 38^\circ$)
- **zona C:** corrisponde ad una zona di grande sforzo ($\sigma'_v > 60 \text{ kPa}$, $c' > 20 \text{ kPa}$ e $\phi' = 30^\circ$).

Nel caso in esame la profondità minima della vasca per la quale si mobilitano le resistenze meccaniche del rifiuto al fine di contrastare fenomeni di instabilità è pari a circa 8,00 m (ovvero l'altezza minima del rinfiango di valle). Pertanto i valori di σ'_v si attestano intorno a 120 kPa a cui corrispondono, secondo il predetto involucro a $c' > 20 \text{ kPa}$ e $\phi' = 30^\circ$.

Ad ulteriore conferma della caratterizzazione geomeccanica del rifiuto effettuata nella precedente versione della relazione si rimanda anche alla seguente letteratura:

- Bray et al., 2009 suggerisce $c' = 15 \text{ kPa}$ e $\phi' = 36^\circ$
- Vilar e Carvalho, 2004 suggerisce $c' = 20 \text{ kPa}$ e $\phi' = 22^\circ$ (per RSU degradati di 15 anni)

- Caceido et al., 2002 suggerisce $c' = 14 \text{ kPa}$ e $\phi' = 45^\circ$ (per Rifiuto non triturato, vecchio di 1 anno)
- Kölsch, 1995 suggerisce $c' = 18 \text{ kPa}$ e $\phi' = 22^\circ$
- Jessberger, 1994 e Gay e Kaiser, 1981, suggeriscono $c' = 28 \text{ kPa}$ e $\phi' = 26,5^\circ$

Premesso quanto sopra esposto, pur ritenendo che i valori suggeriti dal verificatore sono eccessivamente cautelativi, col solo fine di adempiere alle richieste del verificatore, sono stati modificati i parametri meccanici del corpo rifiuti afferente al litotipo RA. Si precisa a tal proposito che un eccesso di cautele può portare a eccessivi e costosi sovradimensionamenti delle infrastrutture.

Osservazione 7.1)

Relativamente alle verifiche di stabilità locale e globale, si rileva quanto segue:

- a pag.69 è riportato lo schema di calcolo della verifica di stabilità globale sezione 5 in condizione di vasca satura; si ritiene opportuno valutare superfici di scivolamento anche sul versante opposto a quello verificato;

Riscontro osservazione 7.1)

Quanto richiesto è stato adempiuto nella nuova revisione dell'elaborato n. 10 – Relazione geotecnica e dell'elaborato n. 11 – Verifiche di stabilità/tabulati di calcolo/parametri sismici

Osservazione 7.2)

- a pag.70 è riportato lo schema di calcolo della verifica di stabilità globale sezione 5 in condizione di capping realizzato; la superficie di scivolamento considerata è poco significativa; necessario ripetere il calcolo, estendendolo anche al versante opposto;

Riscontro osservazione 7.2)

Le verifiche sono state estese anche sul versante opposto nella nuova revisione dell'elaborato n. 10 – Relazione geotecnica e dell'elaborato n. 11 – Verifiche di stabilità/tabulati di calcolo/parametri sismici.

La superficie di scivolamento visualizzata è quella con coefficiente di sicurezza minimo e pertanto è la più significativa. Ovviamente le verifiche riguardano un'ampia gamma di superfici di

scivolamento (più di 10.000) con variabilità del centro e del raggio. Ad integrazione di questa considerazione è inserita nella relazione geotecnica anche un grafico contenente l'insieme delle superfici di scivolamento indagate.

Osservazione 7.3)

- a pag.71 lo schema di calcolo è riferito alla condizione di vasca satura, ma sono riportate due didascalie contraddittorie;

Riscontro osservazione 7.3)

Quanto richiesto è stato corretto nella nuova revisione dell'elaborato n. 10 – Relazione geotecnica

Osservazione 7.4)

- a pag.72 e a pag.73, è verificata la sezione 9 ma le didascalie si riferiscono a condizione di carico sbagliata; inoltre, è opportuno indagare con cerchi di scivolamento più ampi e profondi, che siano tangenti alla superficie superiore dalla formazione di base;

Riscontro osservazione 7.4)

Quanto richiesto è stato corretto nella nuova revisione dell'elaborato n. 10 – Relazione geotecnica

La superficie di scivolamento visualizzata è quella con coefficiente di sicurezza minimo e pertanto è la più significativa. Ovviamente le verifiche riguardano un'ampia gamma di superfici di scivolamento (più di 10.000) con variabilità del centro e del raggio. Ad integrazione di questa considerazione è inserita nella relazione geotecnica anche un grafico contenente l'insieme delle superfici di scivolamento indagate.

Osservazione 7.5)

- a pag.74 è riportata una sezione di calcolo priva di didascalia (probabilmente la sezione 9 nella condizione di carico di capping realizzato;

Riscontro osservazione 7.5)

Quanto richiesto è stato corretto nella nuova revisione dell'elaborato n. 10 – Relazione geotecnica

Osservazione 7.6)

- a pag.81 è introdotta la verifica di stabilità dell'argine di terra armata stabilizzata a cemento; non è indicato il software utilizzato e il relativo codice di licenza d'uso;

Riscontro osservazione 7.6)

La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MacStars W. Si rimanda al paragrafo 7.3.2 della nuova versione della presente relazione.

Osservazione 7.7)

- a pag.82 il progettista considera come “significative” le sezioni 4, 5 e 9, ma vengono riportati solo i risultati delle prime n°2 sezioni (a pag.83); oltretutto, le sezioni 4 e 5 sono molto vicine tra esse ed è sufficiente solo la sezione più alta, la n°5;

Riscontro osservazione 7.7)

La relazione geotecnica è stata integrata con i risultati della sezione 9 che pertanto contiene la verifica delle sezioni 4,5 e 9.

Le sezioni 4 e 5, seppure vicine, sono state entrambe ritenute dal progettista significative in termini di sicurezza in quanto in corrispondenza della sezione 4 l'abbancamento a monte risulta lievemente maggiore a fronte di una altezza del rilevato inferiore.

Osservazione 7.8)

- a pag.83 sono riportati gli schemi di calcolo delle sezioni 4 e 5 con gli esiti finali delle rispettive verifiche, senza che venga specificata la condizione di carico a monte; oltretutto, nell'elaborato L1-RD_4.2 “Verifiche di stabilità”, non sono riportati i corrispondenti tabulati di calcolo;

Riscontro osservazione 7.8)

Quanto richiesto è stato adempiuto tramite integrazione nella nuova revisione dell'elaborato n. 10 – Relazione geotecnica e dell'elaborato n. 11 – Verifiche di stabilità/tabulati di calcolo/parametri sismici

Osservazione 7.9)

- a pag.83 è riportato il calcolo della portanza del rilevato artificiale a valle della vasca; è una relazione insufficiente, non ci sono gli elementi minimi per dedurre con esattezza l'area interessata e i carichi rispetto ai quali valutare i coefficienti di sicurezza.

Riscontro osservazione 7.9)

Nel paragrafo 7.7 della presente relazione sono riportati:

- Tipologia di verifica (carico limite)
- Parametri geotecnici
- Combinazione di carico (carico unitario massimo proveniente dalle verifiche della platea)
- Calcolo del carico limite e del relativo coefficiente di sicurezza

Osservazione 7.10)

Nessuna informazione viene fornita in merito ai parametri geotecnici, ed alla modalità di verifica degli stessi, dal materiale di scavo riutilizzato, misto a cemento, posto come sedime della fondazione

Riscontro osservazione 7.10)

La caratterizzazione, già riportata nella precedente versione della presente relazione, è riportata al paragrafo 5.1 della presente relazione.

Le modalità di realizzazione e controllo del rilevato sono specificate nel paragrafo 6.3 della presente relazione.

RILIEVO N.23 del rapporto di verifica

Osservazione 1)

La classe d'uso $C_u=1,00$ utilizzata per le verifiche strutturali in condizioni sismiche, è in contrasto con la tipologia di opera da realizzare per come previsto dall'OPCM 3274/01-art.2-comma 3-recepita dalla Regione Siciliana con Decreto del 15/01/2004 pubblicato sulla GURS n.7 del 13/02/2004 Elenco B2-capoverso 3 "categorie tipologiche di opere infrastrutturali di competenza regionale che possono assumere rilevanza in relazione di un eventuale collasso".

Riscontro osservazione 1)

Si rimanda al "Riscontro osservazione 1)" di cui al rilievo n.22

Osservazione 2)

La categoria topografica T1(superfici pianeggiante con angolo di pendenza inferiore a 15°) adottata va diversificata in relazione alle previsioni della tabella 3.2.II delle NTC 2018. Occorre produrre origine e caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati, riportando titolo, autore, produttore, versione ed estremi della licenza d'uso, in accordo al punto 10.2.1. NTC/18.

Riscontro osservazione 2)

Si rimanda al "Riscontro osservazione 2)" di cui al rilievo n.22

Osservazione 3)

In ciascuno dei tabulati di calcolo riportati (nelle seguenti pagine: 5, 12, 17, 23, 27, 32, 37, 42, 46) è indicata la normativa di riferimento NTC 2008 e non quella vigente, NTC 2018.

Riscontro osservazione 3)

Quanto richiesto è stato corretto nella nuova revisione dell'elaborato elaborato n. 11 – Verifiche di stabilità/tabulati di calcolo/parametri sismici

Osservazione 4)

Non sono riportati i tabulati di calcolo relativi alle sezioni 4, 5 e 9 degli argini di terre armate stabilizzate a cemento di cui alla relazione LI-RD_4.1 "Relazione geotecnica".

Riscontro osservazione 4)

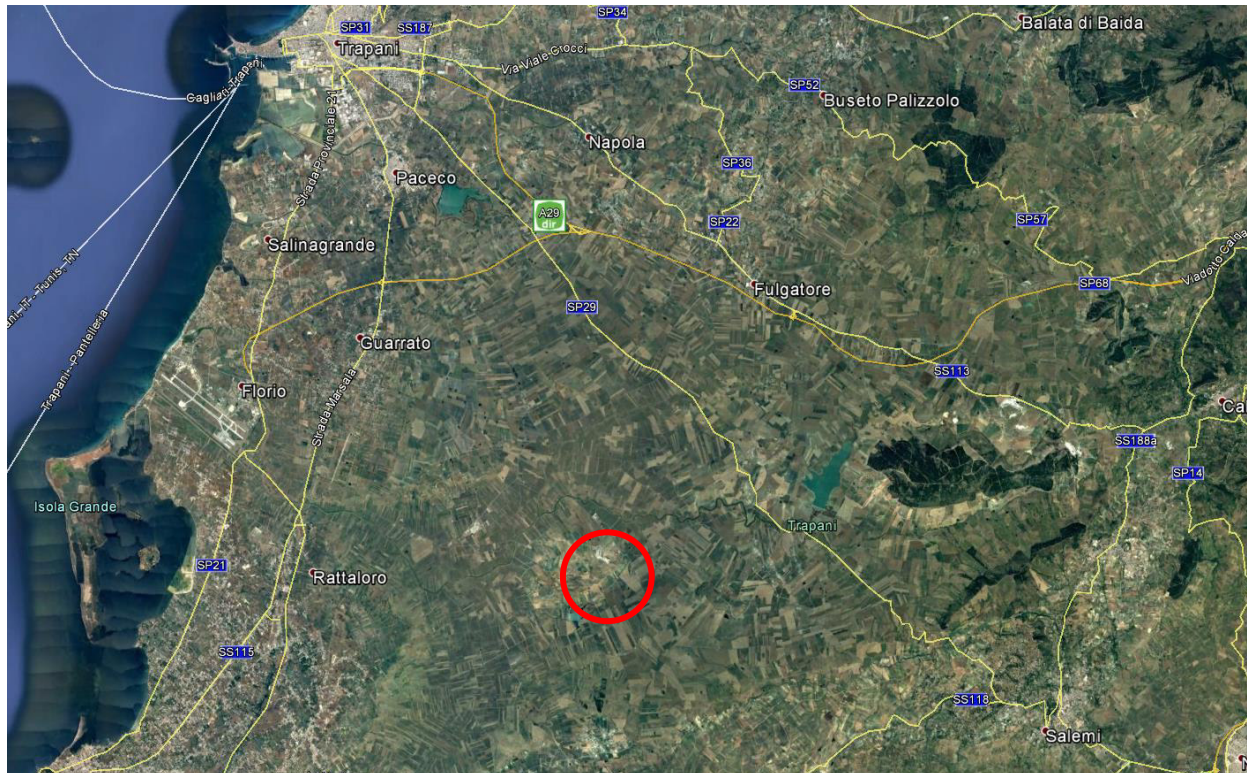
Quanto richiesto è stato corretto nella nuova revisione dell'elaborato elaborato n. 11 – Verifiche di stabilità/tabulati di calcolo/parametri sismici

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area prescelta per la realizzazione della nuova discarica d'Ambito controllata per il conferimento dei RU del sub ATO TP1 ricade nel territorio comunale di Trapani a valle della S.P.n.43 Marcanza Cuddia, nel pendio che raccorda la Montagnola della Borraanea con l'alveo del F.Cuddia.

Da un punto di vista geografico, la sua posizione è baricentrica con un raggio di 20 km dai maggiori centri abitati della provincia, Trapani a nord, Salemi a sud-est, Marsala a sud-ovest, e da tutta una serie di centri minori dislocati lungo la S.S. 115 (la costiera ad ovest) e la S.S. 113 a nord e nord-ovest, la S.S. 188 a sud, dalle quali il sito dista circa 8–10 km. E' ubicata inoltre a circa 8 km dall'impianto dall'esistente impianto di compostaggio di C.da Belvedere. Le condizioni topografiche sono tali da consentire una efficiente rete di collegamenti stradali con i centri abitati, l'impianto di compostaggio e la rete autostradale.

L'area si estende per circa 38.500 m² ed è identificata nel N.C.T. del Comune di Trapani nel foglio di mappa n° 276 con le particelle 19, 259, 260, 466, 467, 468, 469, 472.



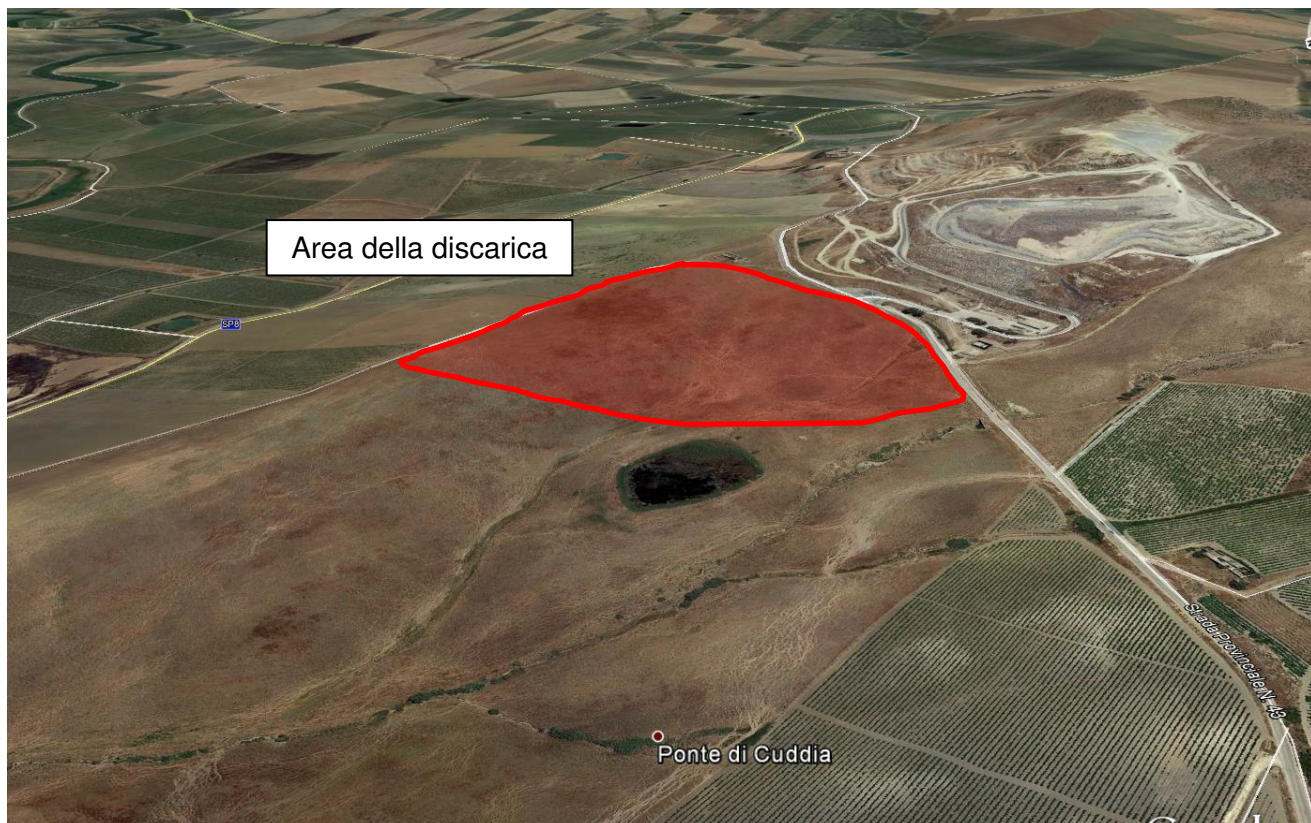


Immagine satellitare luglio 2005

3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione geologica del sito è stata sviluppata nell'ambito del progetto definitivo dal geologo incaricato, Dott. Geol. Paolo Nania, sulla base dei rilievi geologici e dei risultati delle indagini in situ effettuate in sede di progettazione.

In particolare lo studio geologico ha preso in considerazione le indagini geognostiche, geofisiche e di laboratorio effettuate dalla ditta GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C. (condotte nell'anno 2018) e dalla ditta GEO3 s.as. (condotte nell'anno 2010).

Nella Relazione Geologica, con i relativi allegati, a cui si rimanda integralmente, sono riportati i risultati dello studio eseguito che ha consentito di ricostruire il "modello geologico" di cui nel seguito si riportano gli aspetti maggiormente significativi.

3.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA - PRESCRIZIONI DELLE NTC

Le NTC 2018 (6.2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito) indicano che :

- *La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.*
- *In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.*
- *Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.*
- *La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente esposte e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto.*

3.2 SINTESI DELLO STUDIO GEOLOGICO

Nel seguito si riportano integralmente alcuni stralci della relazione geologica per le parti utili a definire il modello geologico del sito utilizzato, preliminarmente, per la programmazione di dettaglio delle indagini geotecniche e nella fase di definizione dei modelli geotecnici utilizzati.

3.2.1 CARATTERI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

L'intorno significativo comprende il rilievo della Montagnola della Borranza e le aree collinari ed alluvionali circostanti, per circa 2 km di raggio. Ivi affiorano sequenze terrigene fliscioidei sormontate da terreni di origine deltizia.

Lo studio geologico dei terreni affioranti ha portato al riconoscimento ed alla classificazione delle formazioni presenti secondo la terminologia e la bibliografia geologico scientifica corrente. Sono stati identificati gli affioramenti delle Unità Stratigrafico Strutturali Nord Trapanesi", riconducibili alla formazione terrigena delle calcareniti e delle marne a glauconia, che vanno dal Burdigaliano al Langhiano, soprastanti la Scaglia eocenica a calcilutiti marnose, con una evidente lacuna stratigrafica della sequenza silico-clastica del flysch oligo miocenico, non affiorante. Al di sopra seguono in discordanza i depositi molassici in facies pelitica della formazione Terravecchia.

Seguendo lo stesso ordine stratigrafico indicato nella legenda della Carta Geologica dell'intorno significativo in scala 1:10.000, procedendo dal termine più antico verso quello più recente, nel versante compaiono i seguenti affioramenti corrispondenti ai seguenti intervalli stratigrafici:

➤ *Oligocene Superiore-Miocene Inferiore:*

Argille ed argilliti brune, siltose, con intercalazioni di banchi, livelli e lenti quarzarenitiche e di quarzolsiltiti compatte, calcareniti e brecciole talora gradate con struttura estremamente caotica "Complesso Plastico".

➤ *Burdigaliano – Langhiano Basale:*

Calcareniti e calcilutiti grigie compatte e ben cementate; calcareniti, calciruditi, arenarie calcaree verdi a glauconia in banchi e strati; sono presenti faune di mare basso risedimentate; intercalate marne laminate e argille marnose verdastre in livelli decimetrici con rare venature calcitiche e microfaune pelagiche. Spessore massimo stimabile di 40m alla M.Borranza.

➤ *Langhiano Superiore - Tortoniano inf.:*

Marne, argille marnose e marne calcaree compatte, talora laminate, da grigio acciaio a grigio – verdastre, sovraconsolidate, a consistenza lapidea, con intercalazioni arenacee e calcarenitiche in livelli decimetrici, spesso fratturati. Spessore massimo stimabile 30m.

➤ *Tortoniano Superiore- Messiniano Inferiore*

Nel sito in esame affiorano i depositi della Fm. Cozzo Terravecchia in facies pelitico sabbiosa. Deposit terrigeni deltizi costituiti da argille sabbiose, Limi sabbiosi con argille, sabbie limose

di colore giallastro con faune planctoniche. La sequenza presenta uno stato fisico – meccanico di consistenza media e medio-alta, plastica e poco consistente nella porzione superficiale alterata.

➤ Recente:

- *Sedimenti di fondovalle alluvionali, attuali e recenti, terrazzati in più ordini, costituiti in prevalenza da granulometrie fini.*
- *Detriti di falda caratterizzati prevalentemente di sabbia limosa ghiaiosa, con molti elementi lapidei a spigoli vivi delle dimensioni della ghiaia e dei blocchi. Talora i detriti sono costituiti di sabbia ghiaiosa di colore rossastro con elementi lapidei del diametro massimo di 10 cm a spigoli vivi.*

Il sito destinato alla discarica sulla base degli elementi ricavati con il rilievo geologico e con la campagna di indagine è caratterizzato dagli affioramenti argillosi appartenenti alla Fm. Cozzo Terravecchia.

I carotaggi eseguiti nel sito in progetto in due campagne di indagini (Anno 2010 e 2018), hanno consentito di definire il modello litostratigrafico e litotecnico estendibile nell'area.

Il modello stratigrafico può essere semplificato in tre Unità litostratigrafiche principali definite dall'alto verso il basso in :

➤ A) TERRENI COLLUVIALI (CLV):

sono costituiti da Limi ed argille di colore cangiante dal bruno al marrone al rossastro, talora con venature grigiastre, caratterizzate dalla presenza di inclusi litici di dimensioni da millimetriche a centimetriche, talora carbonatici, talora silicei, plastici, a struttura omogenea, ma a tratti destrutturati. Lo spessore della coltre più alterata e plastica varia da 1,10m circa (S6A) fino a 3,50m circa (S10).

➤ B) Formazione Alterata (FA):

è costituita da argille debolmente sabbiose di colore ocreo, o marrone grigiastro, poco plastiche a struttura brecciata.

Nelle colonne stratigrafiche spesso sono difficilmente distinguibili dal livello più alterato colluviale in quanto presentano una colorazione molto simile (marrone od ocrea); la distinzione viene fatta con una analisi macroscopica delle carote in quanto il Colluvium presente

sempre inclusi litici polidimensionati e polimittici (natura molto eterogenea) oltre una plasticità media od elevata percettibile ad una leggera pressione ed una destrutturazione molto diffusa.

Lo spessore della zona di alterazione FA è mediamente 4-5m con eccezione del sondaggio S1A nel quale le argille limo-sabbiose poco plastiche superano 7-8m di spessore.

➤ C) Formazione base (FB):

è costituita da argille ed argille limose di colore grigiastro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.

Lo spessore è stato accertato fino a 30m (sondaggio S1) ma sicuramente è superiore come confermato dalla indagini sismiche HVSR eseguite in sito.

Nei sondaggi S2,S2A,S7A,S11A dove sono stati individuate le argille grigie gessose, esse si presentavano molto consistenti e non plastiche ma a tratti destrutturate; è verosimile attribuire tali argille probabilmente al Messiniano superiore "Argille marnose" dove sono presenti le torbiditi gessose. Tali Unità furono studiate da Bommarito, Di Stefano e Catalano, che riprendendo studi di (Decima e Wezel, 1971) definivano "Argille alla base a grana fine di colore grigio scuro, con sabbie fini intercalate, che nella parte mediana assumono un colore grigio chiaro e presentano laminazioni. Nella parte alta scompaiono gli apporti sabbiosi. Nei campioni esaminati si rilevava presenza di pirite e gesso."

Tale descrizione coincide molto fedelmente con quanto rilevato nel sito in esame.

La parte pelitica proviene dalla risedimentazione delle argille della Formazione Terravecchia.

La parte gessosa da risedimentazione dei gessi del Mocene sup. -Messiniano.

Si osserva il livello Livello pedogenizzato non è stato ben distinto nelle colonne stratigrafiche della campagna 2010; si consideri, pertanto, uno spessore medio non inferiore a 0,40-0,50m estendibile all'intera area.

Il materiale colluviale non è facilmente distinguibile in quanto presenta una grana fine (limi debolmente sabbiosi) ed i clasti sono talora di piccole dimensioni. Solo una attenta osservazione macroscopica delle carota ha potuto consentire di distinguerle dalla Formazione alterata (Argille e limi debolmente sabbiosi di colore marrone prevalente).

3.2.2 CARATTERI IDROGEOLOGICI

L'idrografia si sviluppa con brevi e rade aste a ramificazione di tipo pennato, concentrandosi verso assi di canalizzazione, circa 1.5 km a nord del sito, che percorrono i thalwegs dei F. Cuddia e Fittasi, confluenti ad ovest nel F. Borranina - Marcanzotta. Alla stessa distanza a sud dal sito si sviluppa l'asse dell'alveo canalizzato "Zafferana".

Pertanto il rilievo della M. della Borranica costituisce un colmo di dislivello con drenaggio centripeto.
Sintesi del modello

L'attuale idrografia è caratterizzata da modesti deflussi superficiali per la gran parte delle valli fluviali, soggette ad una scarsa energia di rilievo e di conseguenza ad interventi di bonifica e canalizzazione. Gli assi idrografici si presentano meandriformi e sono canalizzati da interventi di bonifica, volti a facilitare i deflussi.

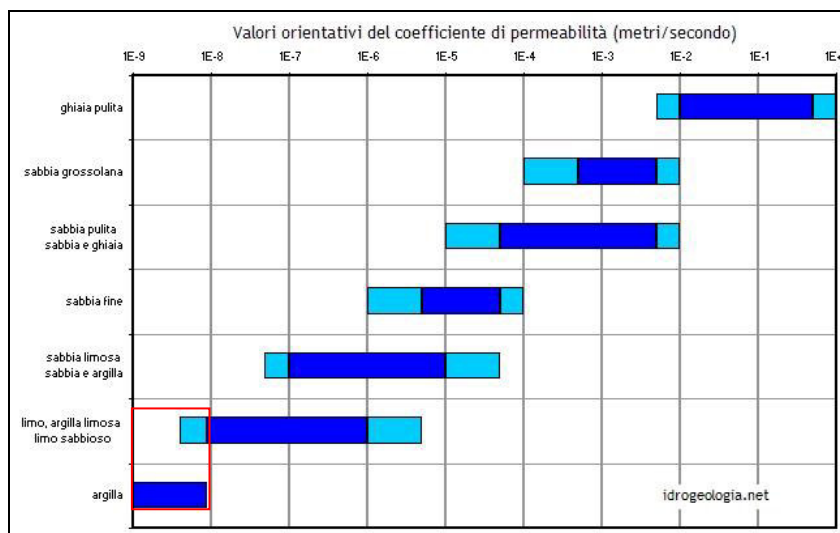
Nel corso dei sondaggi geognostici non è stata rilevata circolazione idrica superficiale o con filetti sospesi intercalati. La circolazione idrica di falda è assente.

Non si esclude che localmente e stagionalmente possa formarsi una effimera circolazione idrica di cinto al contatto tra i materiali Colluviali a permeabilità relativa debolmente più elevata rispetto alle argille impermeabili sottostanti.

Nel corso dei sondaggi geognostici sono state eseguite, per ottenere una stima quantitativa del coefficiente di permeabilità del terreno (prova Lefranc), quattro prove di permeabilità nei fori di sondaggio denominati S14G ed S15G. Le profondità di esecuzione delle suddette prove sono le seguenti:

- ✓ sondaggio S14G: Prima prova tra 4.2 e 5 m dal p.c.; seconda prova tra 8.6 e 10.3 m
- ✓ sondaggio S15G: Prima prova tra 1.8 e 2.6 m dal p.c.; seconda prova tra 3 e 4 m

I risultati ottenuti hanno comunque dimostrato una scarsa permeabilità dei terreni in esame con valori in ogni caso mai inferiori a 10^{-8} m/sec. nella porzione più alterata (FA) e valori superiori a 10^{-9} m/sec. nella Formazione di base (FB) individuata nel sito dalle argille grigie a struttura scagliettata, consistenti.



3.2.3 CONCLUSIONI DELLO STUDIO GEOLOGICO

Tratto dalla relazione geologica allegata al presente progetto:

Il sito individuato per la realizzazione dell'intervento pubblico e di pubblica utilità di una piattaforma comprendente una vasca per l'abbancamento dei rifiuti pretrattati non più recuperabili, nello stesso sito utilizzato per la precedente progettazione, con annesso Impianto di Trattamento Meccanico Biologico (TMB), presenta caratteristiche del tutto favorevoli sia da un punto di vista geomorfologico che idrogeologico.

L'intorno significativo non fa parte peraltro di aree classificate a "rischio o pericolosità" né tantomeno in siti di attenzione, sia essi di carattere Geomorfologico che Idraulico, indicati nel Piano Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Birgi, dell'Area del Fiume Birgi e del Bacino Idrografico del Fiume Lenzi Baiata approvato con il D.P. del 16.07.07 pubblicato sulla G.U.R.S. n.47 del 05.10.2007. Rif. CTR 605120-15.

Aspetti geomorfologici

Il sito in esame geomorfologicamente stabile. Le pendenze medie del sito in esame sono comprese tra 5° e 8°. Trattandosi di un area senza dissesti geomorfologici in atto e pendenze medie inferiori a 10°, si viene omessa la verifica di stabilità del versante in condizioni naturali.

Le osservazioni, oggettivamente riscontrate hanno escluso l'esistenza di processi franosi in atto o quiescenti; le uniche forme di modellamento morfodinamico osservabili sono le forme di modellamento superficiale intrinseche nella natura stessa delle argille superficiali alterate presenti nel sito (tipico aspetto dolcemente ondulato).

Aspetti geologico-tecnici

A supporto dello studio preliminare è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche nell'anno 2010 secondo le direttive sulle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” per pervenire alla caratterizzazione ed alla modellazione sia geologica che geotecnica del sito. A completamento della fattibilità dell'intervento, nel mese di settembre 2018, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche integrative che hanno consentito di definire le cartografie di sintesi di dettaglio alla scala 1:2.000, previste nella circolare Circolare A.R.T.A. n. 3 del 20 giugno 2014, prot. n. 28807.

Il modello litostratigrafico dell'area di intervento può essere semplificato in tre Unità litostratigrafiche principali definite dall'alto verso il basso in :

- Coperture alterate (Colluvium) : costituite da limi argillosi debolmente sabbiosi contenenti elementi lapidei di dimensioni da millimetriche a centimetriche, poco o mediamente permeabili di spessori variabili da 1,10m-3,50m circa;*
- Formazione alterata (FA) : costituita da limi argillosi debolmente sabbiosi di colore marrone, argille limose di colore dal giallo al marrone al grigio chiaro o vinaccia, argille gessose alterate con diffusi clasti millimetrici di gesso, da poco ad impermeabili, di spessori variabili da 1,40m -5,0m circa;*
- Formazione di Base (FB) : costituite da argille grigie e localmente da argille debolmente gessose, consistenti, non plastiche, impermeabili con spessori accertati fino a 30m ma verosimilmente molto elevati come confermato dalle indagini sismiche eseguite in sito.*

Le indagini eseguite ed acquisite, hanno consentito di determinare le proprietà fisico-meccaniche dell'ammasso argilloso presente in sito; la caratterizzazione sismostratigrafica tramite esecuzione di 5 indagini geosismiche Masw e 2 indagini sismiche a Rifrazione, ha rilevato una distribuzione spazialmente omogenea ed un aumento crescente con la profondità, dell'entità delle onde sismiche secondarie (Vs).

I sondaggi eseguiti hanno consentito di definire il modello sismostratigrafico dell'area oggetto di intervento tarandolo con le informazioni litostratigrafiche dell'area in esame :

Nel corso dei carotaggi non è stata individuata presenza di falde acquifere.

Nell'intorno non sono presenti pozzi, emergenze naturali o opere di captazione per scopi idropotabili.

In funzione della modellazione geologica le previsioni progettuali prevedono l'esecuzione di scavi di sbancamento per limitare l'impatto visivo della collocazione di rifiuti e nel contempo di un interrimento dell'impianto per consentire l'abbancamento di una quantità di rifiuti da giustificare l'intervento in essere.

In tal modo verrà assicurata l'asportazione dello strato più superficiale argilloso plastico a vantaggio della stabilità del pendio.

Aspetti idrogeologici

Le prove di conducibilità idraulica di tipo Lefranc (anno 2010-2018) a carico variabile eseguite in sito hanno determinato coefficienti di permeabilità dell'ordine di $K=10^{-8}$ m/sec a soli 1,50 m dal piano di campagna, parametro questo di spiccata impermeabilità dello strato superficiale argilloso che consente l'utilizzo delle terre di scavo opportunamente rinforzate, nella formazione dei rilevati per il contenimento dei rifiuti.

Le prove eseguite nei livelli argillosi sottostanti, che costituiranno il fondo geologico principale dell'area di pertinenza della Vasca Rifiuti, hanno accertato coefficienti di permeabilità ancora maggiori e crescenti con la profondità, dell'ordine di $10^{-9} \approx 10^{-10}$ m/sec pertanto altamente impermeabili.

Pur tuttavia in una parte dell'area di stretta pertinenza della Vasca Rifiuti, sono presenti argille grigie a tratti gessose (rilevate nei sondaggi S2, S2A, S7A, S11A); esse si presenta molto consistenti e non plastiche ma a tratti destrutturate. Nell'intera area di discarica è obbligatorio ricostruire la barriera geologica naturale, utilizzando le argille grigie a struttura omogenea, ampiamente diffuse nel sito e che costituiscono la Formazione di Base inalterata.

Le caratteristiche geomeccaniche in termini di consistenza e plasticità dei due termini (argille grigie ed argille grigie gessose) sono molto simili, ma in ottemperanza dell'Allegato 1 del D.Lvo 36/2003, per la ricostruzione del fondo naturale dell'intera Vasca, devono essere utilizzate esclusivamente le argille grigie omogenee, verificandone in fase di riutilizzo la conducibilità idraulica in relazione al grado compattazione e di umidità. In campo avverrà la stesura di tali argille in strati di 15-20 cm con compattatore 30-40T.

Aspetti idrologici

Il rigagnolo presente nel settore NW dell'area da destinare ad Abbancamento delle terre di scavo, che confluisce a valle nel Fiume della Cuddia, sarà utilizzato per la regimazione delle acque piovane dell'area in progetto.

Tale impluvio, di I° ordine, e' stato nel tempo e nel suo andamento originario modificato riducendosi ad un effimero rigagnolo senza alcun deflusso idrico da monte (tranne a seguito delle piogge stagionali); esso raccoglie esclusivamente le acque dei terreni che delimitano il progetto.

Tutte le acque da monte, sono state a suo tempo regimate e defluiscono in un canale ad Ovest del sito d'intervento esterno alla sagoma progettuale.

E' obbligatorio, prevedere nelle zone di abbancamento temporaneo delle argille di scavo per la realizzazione della vasca rifiuti, un sistema di captazione delle acque piovane sia lungo l'intero perimetro del cumulo di abbancamento che sul cumulo stesso. Tale sistema di canalizzazione, può confluire nell'impluvio esistente a valle dell'aerea di intervento.

Nel contempo, in applicazione delle norme che regolano la tutela del regime dei corsi d'acqua, si obbliga a mantenere una distanza non inferiore a 10m dal limite delle sponde dell'impluvio esistente per consentire una pulizia periodica del canale.

Aspetti sismostratigrafici

Facendo riferimento allo studio ed interpretazione delle indagini Masw eseguite in sito si evince che le velocità medie delle onde di taglio variano da $187,50\text{m/s} < V_{seq} < 318,54\text{ m/s}$; per l'intera area d'intervento è associabile una categoria di sottosuolo “C” – Depositi di terreni a grana fina mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Con riferimento alle cartografie di sintesi previste dalla Circolare A.R.T.A. n. 3 del 20 giugno 2014, prot. n. 28807, seppur in fase di dettaglio (B2a) si è desunto quanto di seguito indicato.

Dal punto di vista della Pericolosità sismica , tramite esecuzione ed elaborazione di n° 4 sondaggi sismici del tipo HVSR, si evince che il sito in esame è afferente a:

- zone stabili non suscettibili di liquefazione spontanea ad opera dell'amplificazione sismica locale, in quanto trattasi di materiali argillosi coesivi in assenza di intercalazioni sabbiose sature;*
- zone stabili ma suscettibili ad amplificazioni locali del moto del suolo per effetto topografico in quanto presentano pendenze comprese tra $5^\circ < P^\circ < 10^\circ$ con una risposta di amplificazione sismica di sito compresa tra $2 < H/V < 3$;*

- zone stabili ma suscettibili ad amplificazioni locali del moto del suolo per effetto geologico in quanto trattasi di sovrapposizioni litologiche aventi un grado di rigidità variabili con la profondità entro i limiti $2 < H/V < 3$ accettabili con media impedenza sismica tra substrato rigido e coperture;

Dal punto di vista della Suscettività alla trasformazione edilizia del territorio, desunta dalla combinazione delle potenziali pericolosità in essere, si evince che il sito in esame è afferente a:

"AREE DI CLASSE 2 - SUSCETTIVITA' D'USO CONDIZIONATA" ;

Trattasi di : Aree di versante a pericolosità geologica da bassa a moderata; la fattibilità alla trasformazione e/o edificatoria e la realizzazione di opere ad importante impegno costruttivo e/o di rilevanza strategica dovrà essere subordinata alle risultanze di verifiche di sicurezza specifiche volte alla valutazione della stabilità generale struttura-versante.

In tali aree la possibilità d'uso alla pianificazione e/o edificatoria è subordinata ad accertamenti geomorfologici, geognostici e geotecnici, volti alla definizione delle caratteristiche e degli spessori delle coperture eluvio-colluviali, che dimostrino la compatibilità degli interventi progettuali previsti. Tali indagini e verifiche sono propedeutiche alla definizione progettuale.

In base a quanto sopra esposto, considerando che tutte le opere previste in progetto saranno supportate da:

- verifiche geotecniche previsionali e di esercizio;
- verifiche degli interventi di contenimento tramite terre armate da disporre lungo la vasca di abbancamento rifiuti;
- previsione di interventi tecnici per la regimazione delle acque piovane al fine di non modo inficiare l'equilibrio geomorfologico ed idraulico attualmente caratterizzante l'intorno di territorio d'interesse;

è possibile concludere che dal punto di vista geologico, geomorfologico ed idrogeologico non vi sono elementi ostativi alla fattibilità del progetto dell'impianto de quo.

3.2.4 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La velocità sismica equivalente Vs30 nell'ambito del volume di sottosuolo sismicamente significativo del versante in esame, definisce un suolo afferente alla **categoria C** (Rocce tenere e

depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina.));

Per il coefficiente di amplificazione topografica, in base alle caratteristiche morfometriche naturali del versante ($i < 15^\circ$), si fa riferimento alla categoria topografica **T1** con **ST = 1,00**.

Le verifiche di stabilità relative al rilevato di abbancamento della discarica vengono invece condotte considerando la categoria topografica **T2** con **ST = 1,20** in quanto risulta che la pendenza sia locale che media è maggiore di 15° .

4 INDAGINI

Come precedentemente esposto è stata considerata, all'interno del presente studio, la realizzazione di un programma di indagine finalizzato all'approfondimento delle conoscenze geologico-idrologico-geotecniche dell'area.

Il piano di indagini, redatto dai progettisti e condiviso dal geologo incaricato, è stato eseguito dalla ditta GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C.; si è peraltro tenuto conto, nell'ambito del presente studio, dei risultati delle indagini effettuate dalla ditta Geo3 s.a.s. nell'anno 2010.

Si precisa che le anzidette ditte sono in possesso della relativa concessione ministeriale ex art. 59 del DPR 380/2001 sia per il Settore C che per il Settore A.

4.1 INDAGINI E PRESCRIZIONI DELLE NTC

Le NTC (6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA) prescrivono che “è responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.”

Prescrivono in particolare che:

- *Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2.*
- *Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.*
- *Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici*

delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

- *Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni di cui al successivo § 6.2.4, la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale.*

4.2 INDAGINI IN SITU EFFETTUATE

Le indagini eseguite nell'ambito del presente studio sono riepilogate nelle seguenti tabelle e nella successiva planimetria.

CAMPAGNA INDAGINI 2010			
Sondaggio	Profondità (m)	Piezometro (m)	Prelievo campioni
S1	30,00	30,00	2
S2	30,00	30,00	3
S3	20,00	20,00	2
S4	10,00	10,00	2
S5	10,00	10,00	1

CAMPAGNA INDAGINI 2018		
Sondaggio	Profondità (m)	Prelievo campioni
S1A	9,00	
S2A	9,20	1
S3A	9,00	
S4A	9,40	
S5A	9,00	
S6A	9,00	
S7A	9,00	
S8A	9,60	
S9A	10,00	
S10A	9,70	
S11A	9,50	
S12A	9,40	
S13A	9,00	
S14G	20,00	2
S15G	9,70	2
S16G	7,50	2
S17G	7,30	1

PLANIMETRIA DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE, SISMICHE ED AMBIENTALI ESEGUITE NELL'AREA IN PROGETTO



	Sondaggi a carotaggio continuo eseguiti con prelievo campioni (2010) N°5
	MASW eseguita (2010) N°1
INDAGINI AMBIENTALI E GEOTECNICHE	
	Sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni ind. per analisi e prove di laboratorio, prove di permeabilità in foro
	Sondaggi ambientali con prelievo di n° 3 campioni a foro ed 1 prelievo geotecnico (S2A)
Totale Sondaggi ambientali con trivella: 13 Totale campioni ambientali prelevati: 39	
	Campionamenti ambientali (Top soil): 6
Totale campionamenti ambientali: 45	
	Carotaggi con presenza di argille gessose (S2, S2A, S7A, S11A)
INDAGINI SISMICHE ESEGUITE	
	HVSR -Stazione microtremore a stazione singola: (N°4)
	MW - MASW (N°4)+ RZ-Rifrazione (N° 2)

4.2.1 DESCRIZIONE E STRATIGRAFIA DEI SONDAGGI

I sondaggi eseguiti hanno evidenziato le successioni litostratigrafiche riportate nel seguito e successivamente integrate nelle sezioni geologiche.

PROGETTO DISCARICA RIFIUTI NON PERICOLOSI Comune di Trapani					SONDAGGIO "S. 1" (Quota Boccaforo + 133.41 m)			
CAMPIONI	METODO PERFORAZIONE	METODO STABILIZZAZ.	ALTRE PROVE	Piezometro (P) o Inclinometro (I) P-(1)	PROF. DAL P.C.	SONDAGGIO	DESCRIZIONE	Campione R.O.C. 100%
6.00 □ 6.50		Rivestimento metallico 6.00	Lufrianc carico variabile 6.00				Argilla debolmente sabbiosa di colore ocreaceo a struttura brecciata (FA)	c
					3.00		Argille limose di colore grigio con venature marroni (patine di alteraz.) a struttura debolmente scagliettata (FA)	c
					4.30			
							Argille limose e limi argillosi di colore grigiastro a struttura brecciata (FB)	c
29.45 □ 29.85	Carotiere Semplice			A 30.00	30.00			

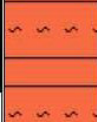
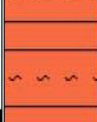
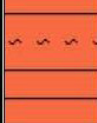
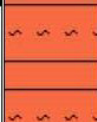
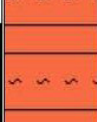
PROGETTO DISCARICA RIFIUTI NON PERICOLOSI Comune di Trapani					SONDAGGIO "S. 2" (Quota Boccaforo + 116.70 m)			
CAMPIONI	METODO PERFEZIONATO	METODO STABILIZZAZIONE	ALTRE PROVE	Piezometro (P) o inclinometro (I) P-(1)	PROF DAL P.C.	SONDAGGIO	DESCRIZIONE	Caricamento P.C.O. 100%
3.60 □ 4.10								
		Rivestimento metallico	Luffranc carico variabile		5.00		Argilla debolmente sabbiosa di colore ocreo a struttura brecciata (FA)	c
		7.50	7.50				Argille limose e limi argillosi di colore grigiastro a struttura brecciata (FB)	c
9.50 □ 10.0					9.00		Limi ed argille debolmente sabbiose di colore grigio a struttura brecciata mediamente plastici e coesivi, con inclusi litici di dimensione centimetrica di natura gessosa, sono inoltre presenti a vari livelli bande di colore rossastro (FB)	c
					17.60		Limi ed argille debolmente sabbiose di colore grigio miste a blocchi di natura gessosa, si nota la presenza a vari livelli di bande rossastre di spessore decimetrico (FB)	c
					27.00		Limi ed argille debolmente sabbiose di colore grigio con bande centimetriche rossastre e inclusi di natura gessosa (FB)	c
29.45 □ 29.85					30.00			
30.00								

[illegible][illegible]

GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C.
Via Borremans, 36
90145 - Palermo
geocimasnc@tiscali.it

Dott. Geol. Carlo Cibella

Committente S.S.R. Trapani Provinda Nord	Profondità raggiunta 9,00 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 28/09/2018	Termine Esecuzione 28/09/2018
Operatore	Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borrahea, Trapani	Sondaggio S1 A	
Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda Hydra Joy 1			

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Riesometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.40					
1		Argille gessose alterate di colore variabile dal marrone-giallastro al biancastro, destrutturate, mediamente consistenti, non plastiche.	1.50	%C=100 %C=100			1.00	
2		Argille limose debolmente sabbiose alterate di colore marrone-verdastro, finemente scagliettate, poco plastiche. Da metri 8,00 a metri 9,00 si riscontrano venature grigiastre.						
3								
4							4.00	
5							5.00	
6								
7								
			9.00	%C=100			8.00	

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Riesometri: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Continuo

Sonda: Hydra Joy 1

GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C.

Via Borremans, 36
90145 - Palermo
geocimasno@tiscali.it

Dott. Geol. Carlo Gbella

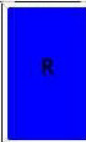
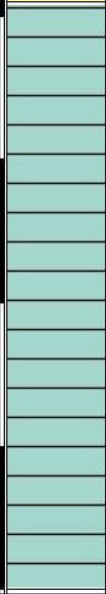
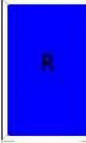
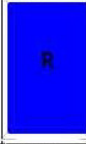
Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,20 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 26/09/2018		Termine Esecuzione 27/09/2018	
Operatore		Incarico Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Bontana, Trapani			Sonaggio S2 A	
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Hydra Joy 1					

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falsa	Piezometro
						0,00		
		Terreno vegetale.	0,40					
1		Sabbie limose di colore marrone chiaro, mediamente addensate, contenenti diffusi elementi lapidei di natura calcarea aventi dimensioni millimetriche e centimetriche.	1,10	%C=100				
						1,00		
2		Limi sabbiosi di colore variabile dal vinaccia al marrone-verdastro, a struttura omogenea, mediamente consistenti e non plastici.		%C=100				
						2,00		
						2,40		
3								
4						4,00		
5						5,00		
6			6,00	%C=100				
		Argille gessose di colore variabile dal rossastro al grigiastro al biancastro, destrutturate, consistenti e non plastiche.						
7								
8						8,00		
			9,20	%C=100				

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Ostacoli, H-Hazler, R-Rimaneggiato, R-Rimaneggiato a SPT						9,20
Piezometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande						
Prove SPT: RA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa						
Carotaggio Continuo						

Scheda Sonaggio S2 A

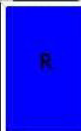
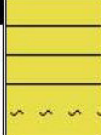
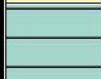
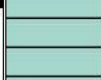
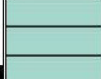
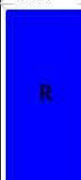
Committente S.S.R. Trapani Provinda Nord	Profondità raggiunta 9,00 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 03/10/2018	Termine Esecuzione 03/10/2018
Operatore	Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borranea, Trapani	Sondaggio S3 A	
Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda Trivelsonda TR 80			

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Piezometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.40					
1		Terreni colluviali costituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi di colore variabile dal marrone scuro al marrone, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche e di natura eterogenea.		%C=100				
2			2.60	%C=85			1.00	
3		Argille alterate di colore marrone chiaro, a struttura debolmente scagliettata, mediamente consistenti e mediamente plastiche.						
4			4.90	%C=84			4.00	
5		Argille di colore grigiastro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.						
6							5.00	
7								
8							8.00	
			9.00	%C=100				
							9.00	

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Piezometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Continuo

Sonda: Trivelsonda TR 80

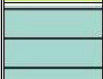
Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,40 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 02/10/2018	Termine Esecuzione 02/10/2018	
Operatore		Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borrahea, Trapani		Sondaggio S4 A	
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Trivelsonda TR 80				

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Piezometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.40					
1		Terreni colluviali costituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi di colore variabile dal marrone scuro al marrone, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche e di natura eterogenea.	1.70	%C=100 %C=100			1.00	
2		Argille alterate di colore marrone chiaro, a struttura debolmente scagliettata, mediamente consistenti e mediamente plastiche.						
3								
4			4.40	%C=92			4.00	
5		Argille di colore grigiastro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.					5.00	
6								
7								
8							8.00	
			9.40	%C=100				
						9.40		

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Piezometri: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Continuo

Sonda: Trivelsonda TR 80

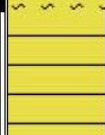
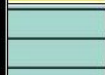
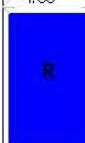
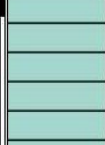
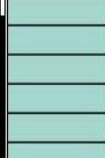
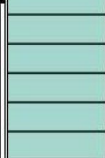
Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,00 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 26/09/2018	Termine Esecuzione 26/09/2018	
Operatore		Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borraanea, Trapani		Sondaggio SS A	
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Hydra Joy 1				

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Diametro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.40					
1		Terreni colluviali costituiti da limi sabbiosi di colore marrone scuro, contenenti elementi lapidei di natura eterogenea con forma sub-arrotondata e aventi dimensioni millimetriche e centimetriche.		%C=100				
2			2.50	%C=100		1.00		
3		Limi argillosi debolmente sabbiosi di colore marrone-giallastro, a struttura omogenea, da poco consistenti a mediamente consistenti, da plastici a mediamente plastici.						
4						4.00		
5								
6						5.00		
7			7.58	%C=100				
		Argille inalterate di colore grigiastro, a struttura sottilmente scagliettata, consistenti e non plastiche.						
			9.00	%C=100		8.00		
								

GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C.
Via Borremans, 36
90145 - Palermo
geocimasnc@tiscali.it

Dott. Geol. Carlo Cibella

Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,00 metri		Quota Ass. P.C. 0,00		Inizio Esecuzione 02/10/2018		Termine Esecuzione 02/10/2018	
Operatore		Indagine Geognostica - Ambientale		Cantiere Discarica in C.da Borraonea, Trapani				Sondaggio S6 A	
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Hydra Joy 1							

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Piezometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.30					
		Terreni colluviali costituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi di colore variabile dal marrone scuro al marrone, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche e di natura eterogenea.	1.10	%C=100 %C=85			1.00	
1		Argille alterate di colore marrone chiaro, a struttura debolmente scagliettata, mediamente consistenti e mediamente plastiche.						
2								
3								
4			4.40	%C=84			4.00	
5		Argille di colore grigiastro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.					5.00	
6								
7							8.00	
			9.00	%C=100			9.00	

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Piezometri: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Continuo

Sonda: Hydra Joy 1

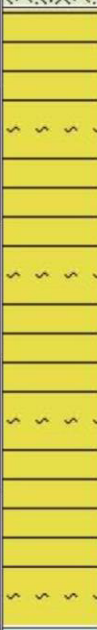
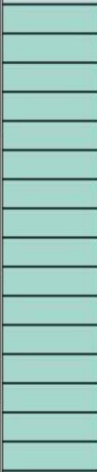
GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C.
Via Borremans, 36
90145 - Palermo
geocimasnc@tiscali.it

Dott. Geol. Carlo Cibella

Committente S.S.R. Trapani Provinda Nord	Profondità raggiunta 9,00 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 01/10/2018	Termine Esecuzione 01/10/2018
Operatore	Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borrahea, Trapani	Sondaggio S7 A	
Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda Hydra Joy 1			

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Riometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.40					
1		Terreni colluviali costituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi di colore variabile dal marrone scuro al marrone, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche e di natura eterogenea.	1.70	%C=100		1.00		
2		Argille debolmente sabbiose alterate di colore variabile dal marrone chiaro al vinaccia, a struttura omogenea, da poco consistenti a mediamente consistenti, da plastiche a mediamente plastiche. Da metri 3,00 a metri 6,30 assumono una colorazione giallo-verdastra.	6.30	%C=100		4.00		
3						5.00		
4								
5								
6								
7		Argille gessose di colore grigiastro con venature biancastre, destrutturate, consistenti e non plastiche.	9.00	%C=100		8.00		
						9.00		
Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, R-Rimaneggiato da SPT Riometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa Carotaggio: Continuo								

Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,60 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 01/10/2018	Termine Esecuzione 01/10/2018
Operatore		Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borraonea, Trapani		Sondaggio S8 A
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Trivelsonda TR 80			

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Riesometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.40					
1		Terreni colluviali costituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi di colore variabile dal marrone scuro al marrone, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche e di natura eterogenea.	1.40	%C=100 %C=85			1.00	
2		Argille alterate di colore marrone chiaro, a struttura debolmente scagliettata, mediamente consistenti e mediamente plastiche.						
3								
4							4.00	
5							5.00	
6			6.00	%C=74				
7		Argille di colore grigiastro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.						
8							8.00	
			9.60	%C=100				
						9.60		

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Riesometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Continuo

Sonda: Trivelsonda TR 80

Dott. Geol. Carlo Cibella

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Piezometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.30					
1		Argille debolmente sabbiose di colore bruno-giallastro con venature grigiastre, a struttura debolmente scagliettata, da poco consistenti a mediamente consistenti, mediamente plastiche.		%C=100			1.00	
2								
3								
4			4.60	%C=100			4.00	
5		Argille di colore grigiastro, a struttura finemente scagliettata, consistenti e non plastiche.					4.60	
6								
7								
8								
			10.00	%C=82			9.00	
						10.00		

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Piezometri: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Continuo

Sonda:Hydra Joy 1

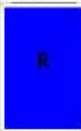
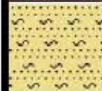
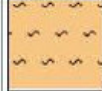
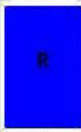
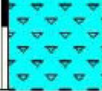
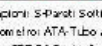
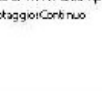
Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,70 metri		Quota Ass. P.C. 0,00		Inizio Esecuzione 01/10/2018		Termine Esecuzione 01/10/2018	
Operatore		Indagine Geognostica - Ambientale		Cantiere Discarica in C.da Borraea, Trapani		Sondaggio S10 A			
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Trivelsonda TR 80							

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Riesometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.40					
1		Terreni colluviali costituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi di colore marrone scuro, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche e di natura eterogenea.		%C=100			1.00	
2								
3			3.50	%C=100				
4		Argille alterate di colore marrone giallastro con venature grigiastre da metri 6,00, a struttura omogenea, plastiche e poco consistenti. Da metri 7,00 a metri 7,50 si presentano di colore grigiastro con venature di colore marrone, a struttura debolmente scagliettata, mediante consistenti e mediamente plastiche.				4.00		
5						5.00		
6								
7			7.50	%C=100				
8		Argille di colore grigiastro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.				8.00		
			9.40	%C=100				
						9.70		

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Riesometri: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Continuo

Sonda:Trivelsonda TR 80

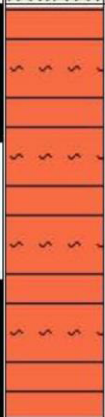
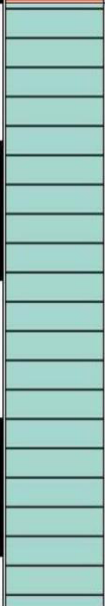
Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,50 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 25/09/2018	Termine Esecuzione 27/09/2018	
Operatore		Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica In C.da Bornea, Trapani		Sondaggio S11 A	
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Trivelsonda TR 80				

Profondità (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Pezzone (m)	
1		Terreno vegetale.	0.30						
		Sabbie debolmente limose di colore giallastro, mediamente addensate.	1.00	%C=100					
		Limi argillosi debolmente sabbiosi di colore marrone, a struttura omogenea, poco consistenti e plastici.	1.70	%C=100					
2		Argille gessose alterate di colore variabile dal marrone-verdastro al biancastro, destrutturate, consistenti e non plastiche, contenenti diffusi cristalli millimetrici di gesso.		%C=100					
									
									
4									
									4.00
			4.40	%C=100					
5		Argille gessose di colore variabile dal grigiastro al biancastro con a luoghi venature color vinaccia, destrutturate, consistenti e non plastiche, contenenti diffusi cristalli millimetrici di gesso.							
									5.00
									
6									
									
									
7									
8									
			9.50	%C=100			9.50		

Campioni: S-Parati Sottile, C-Osterberg, M-Matier, R-Rimaneggiato, R-Rimaneggiato da SPT
Pezzone eloi ATA-Tubo Aperto, CSG-Cosagrande
Prova SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio Continuo

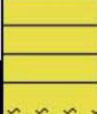
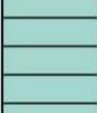
Sonda Trivelsonda TR 80

Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,40 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 25/09/2018	Termine Esecuzione 26/09/2018
Operatore		Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borranea, Trapani		Sondaggio S12 A
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Trivelsonda TR 80			

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Reziometro
						0.00		
		Terreno vegetale.	0.30					
1		Terreni colluviali costituiti da limi sabbiosi di colore marrone scuro, contenenti elementi lapidei di natura eterogenea con forma sub-arrotondata e aventi dimensioni millimetriche e centimetriche.		%C=100				
			2.00	%C=100			1.00	
2		Argille limose alterate di colore marrone, a struttura finemente scagliettata, poco consistenti e plastiche.						
3								
4							4.00	
			5.00	%C=100				
5		Argille di colore grigio scuro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.					5.00	
6								
7								
8							8.00	
			9.40	%C=100				

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, R1-Rimaneggiato da SPT					
Reziometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande					
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa					
Carotaggio: Continuo					
Sonda: Trivelsonda TR 80					

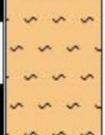
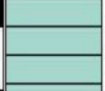
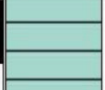
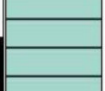
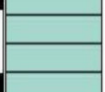
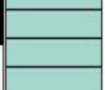
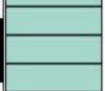
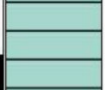
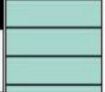
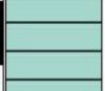
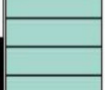
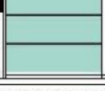
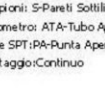
Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord		Profondità raggiunta 9,00 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 26/09/2018	Termine Esecuzione 26/09/2018
Operatore		Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borranea, Trapani		Sondaggio S13 A
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Trivelsonda TR 80			

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Piezometro
						0.00		
1		Terreno vegetale.	0.30	%C=100			1.00	
2		Terreni colluviali costituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi di colore marrone scuro, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche e di natura eterogenea.						
3			3.50	%C=100				
4		Argille alterate di colore marrone chiaro, a struttura omogenea, poco consistenti e plastiche.					4.00	
5			4.90	%C=100			5.00	
6		Argille di colore grigiastro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.						
7								
8							8.00	
			9.00	%C=40			9.00	

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Piezometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Continuo

Sonda: T-trivelsonda TR 80

Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord	Profondità raggiunta 20,00 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 24/09/2018	Termine Esecuzione 25/09/2018
Operatore	Indagine Geognostica - Ambientale	Cantiere Discarica in C.da Borranea, Trapani	Sondaggio S14 G	
Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda Trivelsonda TR 80			

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Piezometro
1		Terreno vegetale.	0.40	%C=100				
2		Limi argillosi debolmente sabbiosi di colore giallastro, a struttura omogenea, poco consistenti e plastici.	3.00	%C=100				
3		Limi argillosi debolmente sabbiosi di colore variabile dal giallastro al grigio chiaro (zona di transizione), a struttura omogenea, mediamente consistenti e mediamente plastici.	4.00	%C=100			4.20 4.50	
4		Argille debolmente sabbiose di colore variabile dal grigio chiaro al grigio scuro, a struttura scagliettata, consistenti e non plastiche.						
5								
6								
7								
8								
9								
10							10.40 10.70	
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19			20.00	%C=100				

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Piezometri: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Continuo

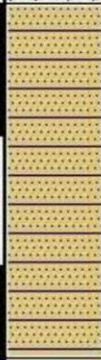
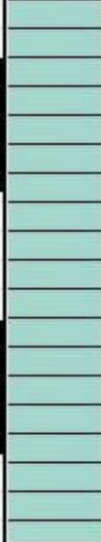
Sonda: Trivelsonda TR 80

GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C.

Via Borremans, 35
90145 - Palermo
geocimasmc@tiscali.it

Dott. Geol. Carlo Gbella

Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord	Profondità raggiunta 9,70 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 27/09/2018	Termine Esecuzione 27/09/2018
Operatore	Ingegnere Geognostica	Cantiere Discosivica in C.da Borianese, Trapani	Sondaggio S15 G	
Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonar Trivestonda TR 80			

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falso	Numero
		Terreno vegetale.	0.50					
1		Terreni colluviali costituiti da argille debolmente sabbiose di colore marrone scuro, plastiche e poco consistenti, destrutturate, contenenti rari elementi lapidei di dimensioni millimetriche e centimetriche.	2.00	%C=100				
2		Sabbie argillose e argille sabbiose di colore giallastro con venature grigio-verdastre, ben addensate.	4.70	%C=100		2.20 5 2.60		
3		Argille debolmente sabbiose di colore grigiastro con venature giallastre, a struttura omogenea, poco plastiche e mediamente consistenti.	5.50	%C=100		4.25 5 4.70		
4		Argille di colore grigio, a struttura omogenea, consistenti e non plastiche. Si riscontrano tracce di ossidazione ocracea.	9.70	%C=100				

Campioni: S-Pareti SIRM, O-Osterberg, M-Mastel, R-Rimanequato, R-Rimanequato a SPT
Pezometro: ATA-Tubo Aperto, CG-Casagrande
Prove SPT: RA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Continuo

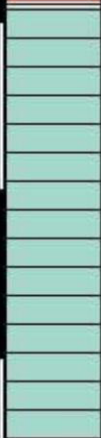
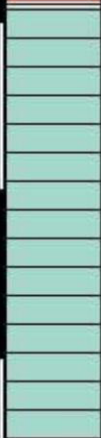
Serie: Trivestonda TR 80

GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C.

Via Borremans, 36
90145 - Palermo
geodimasnc@tiscali.it

Dott. Geol. Carlo Cibella

Committente S.S.R. Tripani Provincia Nord		Profilo di raccolta 7,50 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 28/09/2018	Termine Esecuzione 28/09/2018
Operatore		Immagine Geognostica	Cantiere Discalica in C.da Borianese, Tripani		Sonaggio S16 G
Tipo Carotaggio Continuo		Tipo Sonda Trivellanda TR 80			

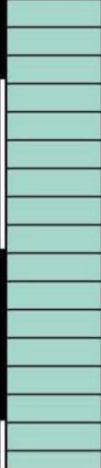
Sala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Rilievi	Rilevatore
1		Terreno vegetale.	1.00	%C=100				
2		Terreni colluviali costituiti da limi sabbiosi di colore marrone scuro, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche.	2.80	%C=100				
3		Argille limose di colore marrone, a struttura omogenea, mediamente consistenti e mediamente plastiche. Da metri 4,00 a metri 4,40 si riscontrano delle patine giallastre e da metri 4,40 a metri 4,90 si riscontrano tracce di ossidazione ferruginea.	4.90	%C=100				
4						3.60  4.00		
5		Argille di colore grigio, a struttura omogenea, consistenti e non plastiche.	7.50	%C=100				
6						5.70  6.20		

Campioni: S-Fuori Sottile, O-Osterberg, H-Hazler, R-Rimaneggiato, R-Rimaneggiato da SPT Rilevatore: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa Carotaggio Continuo								
Scavo Trivellanda TR 80								

GEOCIMA s.as. di Cibella Carlo e C.
Via Borremans, 36
90145 - Palermo
geocimasnc@tiscali.it

Dott. Geol. Carlo Cibella

Committente S.S.R. Trapani Provincia Nord	Profondità raggiunta 7,30 metri	Quota Ass. P.C. 0,00	Inizio Esecuzione 28/09/2018	Termine Esecuzione 28/09/2018
Operatore	Indagine Geognostica	Cantiere Discarica in C.da Borraia, Trapani	Sondaggio S17 G	
Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda Trivelsonda TR 80			

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	% Carotaggio	S.P.T.	Campioni	Falda	Piezometro
		Terreno vegetale.	0.40					
1		Terreni colluviali costituiti da limi sabbiosi di colore marrone-verdastro, plastici e poco consistenti, destrutturati, contenenti elementi lapidei di dimensioni millimetriche.	1.50	%C=100				
2		Argille sabbiose di colore marrone-verdastro a luoghi giallastre, a struttura scagliettata, poco plastiche e mediamente consistenti.	4.50	%C=100				
3								
4								
5		Argille di colore grigio, a struttura omogenea, consistenti e non plastiche.	7.30	%C=100				
6								

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Piezometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Continuo

Sonda:Trivelsonda TR 80

4.2.2 RISULTATI DEI RILEVAMENTI DELLA FALDA ALL'INTERNO DEI PIEZOMETRI

Come riportato dal geologo nella sua relazione si prende atto che non è presente una falda permanente nei terreni interessati dalle opere di cui al presente progetto.

4.3 INDAGINI IN LABORATORIO

Nel corso delle perforazioni sono stati prelevati, per ciascun sondaggio, campioni dei litotipi attraversati in forma indisturbata e rimaneggiata.

I suddetti campioni sono stati oggetto delle seguenti prove di laboratorio:

- Prove fisiche
 - Peso nell'unità di volume
 - Umidità naturale
 - Granulometria
 - Determinazione di cloruri e solfati
 - Limiti di consistenza
- Prove meccaniche
 - Taglio diretto
 - ELL
 - Prove edometriche

Dall'esecuzione delle prove sono stati determinati in maniera diretta ed indiretta i parametri caratteristici dei terreni esaminati e riportati nelle seguenti tabelle e nei seguenti grafici.

In conformità anche con quanto riportato nella relazione geologica i risultati delle indagini sono stati raggruppati per terreni omogenei corrispondenti a:

- STRATO 1: Argille alterate della formazione di base di colore marrone **Terreno FA**
- STRATO 2: Argille grigie a scaglie della formazione di base (bed rock) **Terreno FB**

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROF. PRELIEVO		cu	c'	ϕ'	Qmax	Ed	γ	Formazione
		da m.	a m.	kPa	kPa	°	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³	
S.1	C 1	6.00	6.50	47	24,32	23,5			18,25	FB
S.1	C 2	29.45	29.85		41,42	23,2			19,83	FB
S.2	C 1	3.60	4.10		34,59	15,4			17,86	FA
S.2	C 2	9.50	10.00	52	27,73	25,6			20,11	FB
S.3	C 1	3.00	3.50	83,5					19,14	FA
S.3	C 2	18.50	18.90	161,5					20,04	FB
S.4	C 2	8.70	9.00	85,5					17,93	FB
S.5	C 1	2.50	3.00	56,5					18,27	FA
S14G	C1	4.20			27	26		3,40E+03	18,15	FA
S14G	C2	10.40			35	27			18,62	FB
SG15	C1	2.20		60,2	19,9	23	120,4	6,80E+03	18,64	FB
SG15	C2	4.25		131,9	25	20	263,8		19,82	FA
S16G	C1	3.60		31,9			63,8		18,52	FA
S16G	C2	5.70		230,4			460,9		20,43	FA
S17G	C1	4.00		102,1			204,3		19,2	FA
S2A	C1	2.00		76,4			152,8		19,9	FA

	cu	c'	ϕ'	Qmax	Ed	γ
	kPa	kPa	°	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³
FA valori medi	101,8	28,9	20,5	229,1	3400,0	19,0
FB valori medi	81,2	29,7	24,5	120,4	6800,0	19,1

FA: Argille alterate della formazione di base di colore marrone

FB: Argille grigie a scaglie della formazione di base (bed rock)

5 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO

Le NTC definiscono i criteri da adottare per la definizione del modello geotecnico del terreno da utilizzare per la progettazione degli interventi.

Caratterizzazione e modellazione geotecnica

I risultati delle indagini e prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, devono essere interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati. I parametri geotecnici da valutare per l'esecuzione delle analisi e delle verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio dipendono dai modelli costitutivi adottati per descrivere il comportamento meccanico dei terreni.

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi:

- ✓ *FASE 1 - Definizione dei parametri geotecnici appropriati*
La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica.
- ✓ *FASE 2 –Definizione dei valori caratteristici*
Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali (Es. angolo di resistenza di picco, residuo o critico).

Nel caso in esame il modello geotecnico è finalizzato alla esecuzione delle verifiche previste dalle norme per la valutazione della stabilità della scarpata.

Ai fini delle verifiche suddette i parametri appropriati da utilizzare sono i valori di picco e residui (minimi) dei parametri meccanici dell'angolo di resistenza e della coesione in condizioni drenate e non drenate, nonché il modulo edometrico per la deformabilità.

Un aspetto cruciale riguarda il passaggio dai valori rappresentativi dei parametri geotecnici ai corrispondenti valori caratteristici. La seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella scelta dei valori caratteristici è necessario tener conto, come già esposto, della specifica verifica e delle condizioni costruttive che ad essa corrispondono.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

5.1 MODELLO GEOTECNICO

Nel complesso i terreni, distinti per caratteristiche litologiche e strutturali principali, come già anticipato riportato al paragrafo 4.3, possono essere ricondotti alle seguenti tipologie (dall'alto verso il basso):

- Terreni di copertura : suolo agrario o suoli di copertura antropica;
- STRATO 1: Argille alterate della formazione di base di colore marrone **Terreno FA**
- STRATO 2: Argille grigie a scaglie della formazione di base (bed rock) **Terreno FB**

Nel sito della discarica bisognerà anche tenere conto dell'abbancamento di rifiuti relativo agli RSU , definito nel seguito **Terreno RA**.

Nel progetto vengono inoltre realizzati due manufatti artificiali costituiti tramite i materiale proveniente dagli scavi e trattati con cemento, a tal proposito si riportano le caratteristiche meccaniche che dovranno avere tali terreni ed indicati con la sigle **Terreno RIL** e **Terreno RIL FOND**.

Dalle rilevazioni effettuate e da quanto riportato dagli studi geologici citati non risulta la presenza di una falda, a meno dell'eventuale percolato che si possa accumulare all'interno della vasca della discarica.

5.2 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI

Nel seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica utilizzata per lo studio di che trattasi.

In ottemperanza con quanto esplicitamente riportato nella circolare alle NTC sono stati calcolati i valori caratteristici dei parametri geotecnici riferiti anche alla tipologia di verifica condotta.

In particolare si precisa che per le verifiche attinenti il calcolo delle fondazioni e dei relativi cedimenti si è fatto riferimento ai valori medi riscontrati, mentre per le verifiche di stabilità si è fatto riferimento ai valori corrispondenti al percentile 5% della relativa distribuzione normale.

I valori geotecnici caratteristici dei parametri meccanici relativi al terreno RA per loro natura non possono essere desunti da prove in situ, si è pertanto fatto riferimento a valori di letteratura cautelativi e di largo uso nella tecnica corrente.

TERRENO FA

“Terreno argille alterate”

TERRENO FA

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m³)	19,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m³)	20,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	20
Coesione drenata c' (kN/m²)	28
Coesione non drenata c_u (kN/m²)	70
Costante di Winkler (kg/cm³)	2,4
Modulo edometrico (kN/m²)	3400

Involuppo di resistenza in condizioni drenate: $\tau = 28 + \sigma \tan 20^\circ$ (kPa)
(verifiche di stabilità)

Involuppo di resistenza in condizioni non drenate: $\tau = 70$ (kPa)

TERRENO FB

“Terreno argille di base”

TERRENO FB

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	19,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	20,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	24
Coesione drenata c' (kN/m ²)	29
Coesione non drenata c_u (kN/m ²)	80
Modulo edometrico (kN/m ²)	6800

Inviluppo di resistenza in condizioni drenate: $\tau = 29 + \sigma \tan 24^\circ$ (kPa)
(verifiche di stabilità)

Inviluppo di resistenza in condizioni non drenate: $\tau = 80$ (kPa)

TERRENO RIL

“Terreno rilevato in terre armate stabilizzato a cemento dell’argine di valle”

TERRENO RIL

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	18,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	20,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	25
Coesione drenata c' (kN/m ²)	20
Coesione non drenata c_u (kN/m ²)	100

Inviluppo di resistenza in condizioni drenate: $\tau = 20 + \sigma \tan 25^\circ$ (kPa)

Inviluppo di resistenza in condizioni non drenate: $\tau = 100$ (kPa)

TERRENO RA

“Terreno rifiuti relativi all’ampliamento”

TERRENO RA

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	15,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	15,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	21
Coesione drenata c' (kN/m ²)	10

Inviluppo di resistenza in condizioni drenate: $\tau = 10 + \sigma \tan 21^\circ$ (kPa)

TERRENO RIL FOND

“Rilevato artificiale per il piazzale di servizio alla scarica”

TERRENO RIL FOND

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	18,50
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	19,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	20
Coesione drenata c' (kN/m ²)	10
Costante di Winkler (kg/cm ³)	2,40

Inviluppo di resistenza in condizioni drenate: $\tau = 10 + \sigma \tan 20^\circ$ (kPa)

Nel seguito si riportano gli schemi geotecnici, desunti anche dalle sezioni geologiche, e posti alla base per la modellazione usata per le verifiche geotecniche.

Sono state considerate in particolare n. 3 sezioni [sez.5 – sez.9 – sez.10] ritenute essere quelle più cautelative per le verifiche di cui all’ area in oggetto.

SEZIONE 5

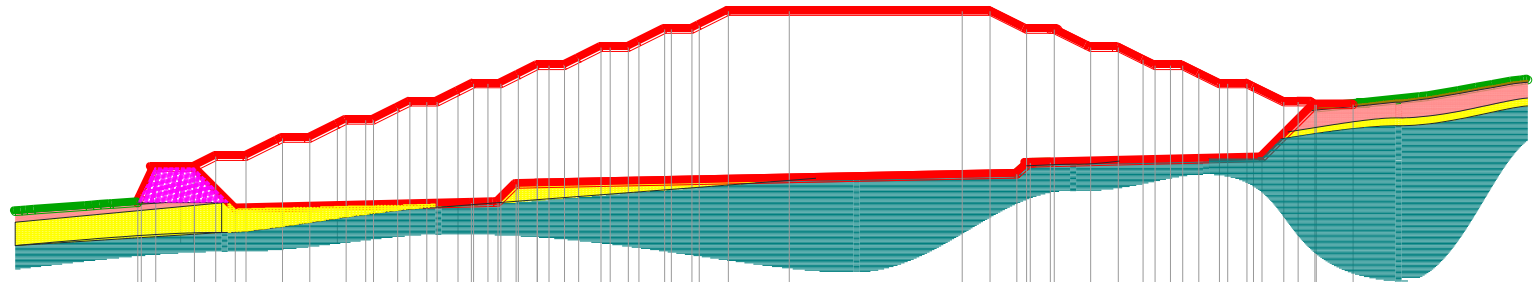
Sezioni trasversali

Sez. 5

Progr.: 0+167.07

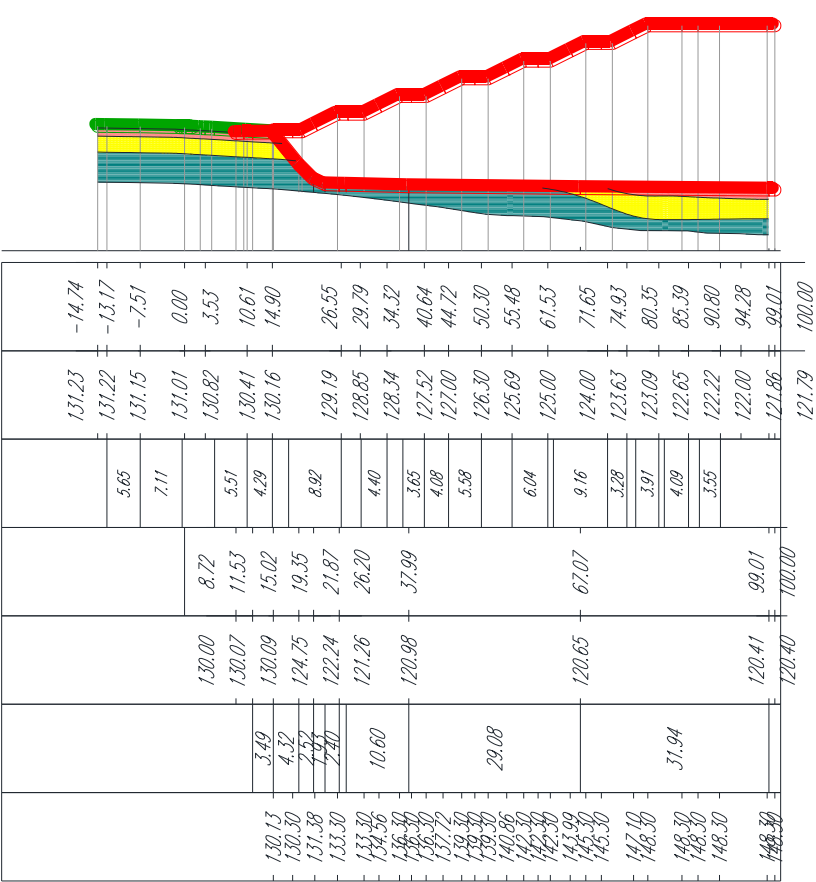
Scala : 1:1000

Q.Rif. : 110.00

[illegible]

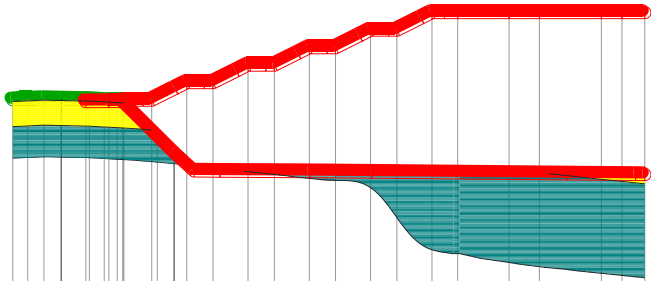
SEZIONE 10

Sez. 10
 Progr.: 0+000.00
 Scala : 1:1000
 Q.Rif. : 120.00



SEZIONE 9

Sez. 9
Progr.: 0+004.97
Scala : 1:1000
Q.Rif. : 120.00



PROGRESSIVE TERRENO	-8.29	-5.73	-2.95	4.81	7.36	9.61	12.67	16.47	22.92	31.90	35.98	38.17	42.16	51.21	59.92	67.51	74.72	78.98	81.38	84.78	88.28	99.35	100.00
QUOTE TERRENO					133.05	133.06	133.07	124.35	121.18	121.13			121.06	120.97						120.67	120.57	120.56	
DISTANZE PARZIALI TERRENO						3.94	2.39	8.79	3.43	4.46	15.34		10.74			33.35				11.75			
PROGRESSIVE PROGETTO					4.24	8.18	10.57	19.35	22.79	27.24			42.58	53.32						86.67	98.42	100.00	
QUOTE PROGETTO					133.05	133.06	133.07	124.35	121.18	121.13			121.06	120.97						120.67	120.57	120.56	
DISTANZE PARZIALI PROGETTO						3.94	2.39	8.79	3.43	4.46	15.34		10.74			33.35				11.75			
QUOTE PROGETTO						133.13	133.30	135.30	136.30	138.31	139.30	141.33	142.30	144.35	145.30	147.37	148.30	148.30	148.30	148.30	148.30	148.30	

6 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO E PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

In corrispondenza dell'ampliamento della vasca sono state analizzate le seguenti problematiche geotecniche:

- Stabilità globale della discarica nella condizione di massimo riempimento
- Stabilità globale della discarica nella condizione di capping concluso
- Stabilità locale delle scarpate di scavo del fondo vasca
- Stabilità locale dell'argine della vasca

6.1 STABILITÀ GLOBALE DELLA DISCARICA

Le verifiche di stabilità globale sul corpo della discarica sono state condotte considerando le seguenti ipotesi:

- L'abbancamento dei rifiuti avverrà secondo uno schema a gradoni di pendenza 2:1 che si sviluppano in senso longitudinale (monte-valle) per 6,00 m e da pianori orizzontali di larghezza 6,00 m; lungo le scarpate di abbancamento laterali verranno invece eseguiti gradoni di pendenza 5:3 che si sviluppano per 5,00 m e pianori orizzontali di larghezza 3,00 m.
- L'abbancamento dei rifiuti trattati non ha subito processi di consolidamento tali da aumentare le caratteristiche meccaniche del materiale; tale ipotesi è molto cautelativa, in quanto è ben noto in letteratura che dopo i primi 5 – 10 anni, negli strati più profondi le caratteristiche meccaniche risultano notevolmente maggiori rispetto a quanto riscontrato negli abbancamenti più giovani e negli strati più superficiali.
- Sono state valutate due configurazioni ritenute essere dimensionanti, ovvero quella di abbancamento massimo e quella di capping realizzato ai sensi del D.Lgs 36/2003; la prima condizione prevede l'applicazione simultanea di carichi variabili distribuiti su tutte le banche di larghezza pari a 2,00 m e di intensità pari a 2000 kg/m; la seconda condizione prevede invece l'applicazione di carichi variabili distribuiti alternativamente su alcune banche (una ogni tre) per uno spazio pari a 2,00 m e di intensità pari a 2000 kg/m e di un

carico uniformemente distribuito di tipo permanente tale da simulare il capping della discarica, con una intensità pari a 3600 kg/m.

6.2 STABILITÀ LOCALE DELLE SCARPATE DI SCAVO DEL FONDO VASCA

La realizzazione della vasca della discarica prevede lo scavo di una parte del terreno in situ secondo le sagome e le quote riportate nel progetto.

La configurazione finale di scavo prevede la presenza di scarpate artificiali di collegamento tra il piano di fondazione ed il bordo della vasca.

Le quote finali di scavo sono collegate da scarpate che dovranno necessariamente avere altezza non superiore a 12,00 m ed inclinazione pari al massimo a 43° per il terreno in posto e 40° per l'argine laterale.

6.3 ARGINE DI VALLE E RILEVATO DEL PIAZZALE IN TERRE ARMATE STABILIZZATO A CEMENTO

L'argine di valle della discarica e l'adiacente piazzale saranno realizzati mediante un rilevato realizzato con il terreno proveniente dagli scavi, migliorato con l'apporto di cemento, ed utilizzando la tecnica delle terre armate.

Per la realizzazione delle predette opere si prescrive che vengano seguite le seguenti istruzioni operativi in merito ai requisiti ed ai controlli da effettuare sulle opere:

- ✓ Rilevato con terreno proveniente dagli scavi stabilizzato a cemento - Realizzazione di un campo prova
- ✓ Rilevato con terreno proveniente dagli scavi stabilizzato a cemento - Prove di accettazione del materiale
- ✓ Rilevato con terreno proveniente dagli scavi stabilizzato a cemento - Prescrizioni sull'esecuzione del rilevato e controlli in corso d'opera
- ✓ Terre armate – requisiti tecnici
- ✓ Terre armate – prescrizioni sulla posa in opera

6.3.1 RILEVATO CON TERRENO PROVENIENTE DAGLI SCAVI STABILIZZATO A CEMENTO - REALIZZAZIONE DI UN CAMPO PROVA

Il campo prova sarà eseguito utilizzando una miscela di materiale proveniente dagli scavi ed un quantitativo di cemento secondo vari prestabiliti dosaggi.

Il cemento da utilizzare sarà del tipo Portland 42,5 R.

Nella predisposizione del campo prova si dovrà preventivamente misurare il contenuto d'acqua (w_{rif} %) del terreno, tramite il prelievo di n.6 campioni; tale contenuto d'acqua sarà quello di riferimento per l'accettazione del terreno nella successiva costituzione del rilevato arginale.

Si predisporranno 5 miscele corrispondenti a quantitativi di cemento pari al 3% - 4% - 5% - 6% - 7% in peso.

La stesa del materiale avverrà in lotti di dimensioni almeno pari a 2,50 m x 2,50 m, predisponendo uno strato di 25 cm, con un numero di passate variabile da 4 a 10 con un rullo piatto da 15 t e vibrante.

Per ognuno dei singoli campi prova eseguiti saranno prelevati (dopo 28 giorni) n. 3 campioni da sottoporre a prova di taglio diretto per la misura dei parametri meccanici (c' e ϕ'), misura del peso nell'unità di volume, prova ad espansione laterale libera (cu) e prova edometrica per la misura del relativo modulo.

Il corretto mix di terreno, stabilizzante e n. passate di rullo sarà quello che raggiungerà le seguenti caratteristiche minime:

Argine di valle:

Peso unità di volume γ (kN/m³)	18,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	25
Coesione drenata c' (kN/m²)	20
Coesione non drenata cu (kN/m²)	100

Piazzale:

Peso unità di volume γ (kN/m³)	18,50
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	20
Coesione drenata c' (kN/m²)	10

Qualora dal campo prova non si dovessero riscontrare valori dei parametri meccanici congruenti con la precedente tabella si dovrà procedere ad effettuare almeno una alla volta le seguenti modifiche del mix ed eseguire quindi un nuovo campo prova:

- Variazione (pari al 4%) del contenuto d'acqua iniziale del terreno ($w_{rif} \%$) in aumento tramite bagnatura ed in diminuzione tramite essiccazione;
- Inserimento di stabilizzante in sabbia o ghiaia pari al 4% in peso;
- Inserimento di stabilizzante a calce in quantitativi compresi tra il 2% ed il 6% in peso.

6.3.2 RILEVATO CON TERRENO PROVENIENTE DAGLI SCAVI STABILIZZATO A CEMENTO - PROVE DI ACCETTAZIONE DEL MATERIALE

La D.L. sottoporrà il terreno proveniente dagli scavi a misura del contenuto d'acqua; in particolare verranno eseguite n.3 prove ogni 1000 m³ di materiale e dovrà risultare compreso nell'intorno di $w_{rif}\% \pm 2\%$.

Se tale contenuto dovesse risultare superiore, il materiale dovrà essere essiccato per aerazione; se inferiore, l'aumento sarà conseguito per umidificazione e con modalità tali da garantire una distribuzione uniforme entro l'intero spessore dello strato.

Il cemento da utilizzare sarà del tipo Portland 42,5 R.

6.3.3 RILEVATO CON TERRENO PROVENIENTE DAGLI SCAVI STABILIZZATO A CEMENTO - PRESCRIZIONI SULL'ESECUZIONE DEL RILEVATO E CONTROLLI IN CORSO D'OPERA

La modalità di stesa del materia dovrà essere la stessa di quella adottata nell'ambito del campo prova ed utilizzando lo stesso mezzo, ovvero uno analogo.

La miscelazione del terreno con lo stabilizzante dovrà avvenire prima dello stendimento in modo da non danneggiare lo strato sottostante.

La tipologia e la stesa dei materiali da apportare per la costituzione del rilevato dovrà essere eseguita a perfetta regola d'arte, secondo le norme capitolari relative alla costituzione di rilevati e le indicazioni specifiche del DL.

La costruzione di rilevati in presenza di gelo o di pioggia persistenti non sarà consentita in linea generale, fatto salvo particolari deroghe da parte della D.L..

In seguito a precipitazioni intense e concentrate, l'Impresa dovrà verificare le condizioni del rilevato ed eventualmente ripristinare le condizioni iniziali.

Il trattamento in sito, eseguito sotto il controllo e le direttive della D.L., dovrà prevedere le seguenti fasi operative:

- ✓ scarificazione ed eventuale polverizzazione con ripper di motolivellatrici o con lame scari-ficatrici ed erpici a disco;
- ✓ spandimento del cemento in polvere mediante adatte macchine spanditrici; tale spandimento dovrà essere effettuato esclusivamente su quella porzione di terreno che si prevede di trattare entro la giornata lavorativa; si dovrà impedire a qualsiasi macchinario, eccetto quello necessario che verrà impiegato per la miscelazione, di attraversare la porzione di terreno sulla quale è stato steso il legante, fino a quando questo non sia stato miscelato con il terreno.
- ✓ Il quantitativo necessario al trattamento dell'intero strato sarà distribuito in maniera uniforme sulla superficie ed in maniera da risultare soddisfacente al giudizio della D.L.;
- ✓ mescolazione con adeguati mescolatori ad albero orizzontale rotante. Il numero di passate dipende dalla natura del suolo e dal suo stato idrico.

I terreni saranno posti in opera per strati sottili di spessore soffice non superiore a 25 cm al fine di ottenere una efficace compattazione da parte dei mezzi meccanici.

La velocità di compattazione dovrà essere tale da far sì che il materiale in oggetto venga costipato prima dell'inizio della presa del legante.

Nella stabilizzazione a cemento, dopo il costipamento, si dovrà predisporre un adeguato strato di protezione per la maturazione, evitando di disturbare lo strato nella fase di presa per almeno 24 ore.

Le operazioni di trattamento e posa in opera della terra stabilizzata dovranno essere effettuate in condizioni climatiche tali da garantire il voluto contenuto di acqua determinato

attraverso il campo prova ($w_{rif} \%$), ed inoltre si richiede per la posa in opera una temperatura minima di 7 °C.

Al termine della giornata di lavoro, e comunque in corrispondenza delle interruzioni delle lavorazioni, si dovrà predisporre, in corrispondenza della parte terminale dello strato, una traversa al fine di far sì che anche porzione risulti soddisfacentemente costipata nonché livellata.

Il trattamento effettuato con adeguati impianti fissi o mobili dovrà essere approvato preventivamente dalla D.L., la quale potrà intervenire con opportune direttive, variazioni e/o modifiche durante la posa in opera dei materiali.

La costituzione dovrà comunque essere eseguita sempre in modo da garantire il raggiungimento delle seguenti caratteristiche fisico-meccaniche minime:

Argine di valle:

Peso unità di volume γ (kN/m³)	18,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	25
Coesione drenata c' (kN/m²)	20
Coesione non drenata c_u (kN/m²)	100

Piazzale:

Peso unità di volume γ (kN/m³)	18,50
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	20
Coesione drenata c' (kN/m²)	10

Durante l'esecuzione dovranno essere eseguite le necessarie prove in sito e di laboratorio finalizzate a verificare il raggiungimento delle anzidette caratteristiche minime.

In particolare saranno eseguite le seguenti prove:

- misura della densità secca in sito - n.5 prove ogni 1.000 m³
- misura della resistenza al taglio con prove di taglio diretto su campioni indisturbati - n.3 prove ogni 1.000 m³
- misura della coesione non drenata tramite prove ELL – n. 1 prova ogni 1.000 m³

La DL potrà richiedere durante i lavori una frequenza maggiore delle prove per un periodo di tempo da lei ritenuto necessario per garantire la buona qualità della compattazione.

Qualora non si raggiungessero le caratteristiche minime anzidette si dovrà predisporre la demolizione dello strato ed il suo successivo ripristino.

6.3.4 Terre armate – requisiti tecnici

La struttura di sostegno in terra rinforzata con paramento rinverdibile è realizzata in elementi marcati CE in accordo con la ETA 16/0767 per gli specifici impieghi come “sistemi in rete metallica per il rinforzo del terreno per opere di sostegno”. La struttura è costituita da elementi di armatura planari orizzontali, larghi 3.0 m, in rete metallica a doppia torsione, realizzati in accordo con le “Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all’impiego e l’utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione “approvate dal Consiglio Superiore LL.PP. (n.69/2013), ed in accordo con la UNI EN 10223-3:2013.

La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI-EN 10223-3), tessuta con filo in acciaio trafilato, avente un diametro pari 2.70 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), conforme all’EN 10244-2 (Classe A) con un quantitativo non inferiore a 245 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico che dovrà avere uno spessore nominale di 0.50 mm, portando il diametro esterno al valore nominale di 3.70 mm. La resistenza del polimero ai raggi UV sarà tale che a seguito di un’esposizione di 2500 ore a radiazioni UV (secondo ISO 4892-2 o ISO 4892-3) il carico di rottura e l’allungamento a rottura non variano in misura maggiore al 25%.

La resistenza a trazione della rete dovrà essere non inferiore a 50 kN/m (test eseguiti in accordo alla UNI EN 10223-3:2013).

La rete una volta sottoposta al 50% del carico massimo a rottura per trazione pari a 25 kN/m, non dovrà presentare rotture del rivestimento plastico del filo all’interno delle torsioni.

Capacità di carico a punzonamento della rete dovrà essere non inferiore a 65 kN (test eseguiti in accordo alla UNI 11437 e alla ISO 17746).

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in SO₂ (0,2 dm³ SO₂ per 2 dm³ acqua) tale per cui dopo 28 cicli la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 6988).

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in test in nebbia salina tale per cui dopo 6000h la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 9227).

Ogni singolo elemento è provvisto di barrette di rinforzo galvanizzate con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), con un quantitativo non inferiore a 265 g/mq e plasticate, aventi diametro pari a 3.40/4.40 mm e inserite all'interno della doppia torsione delle maglie, in corrispondenza dello spigolo superiore ed inferiore del paramento. Il paramento in vista sarà provvisto inoltre di un elemento di irrigidimento interno assemblato in fase di produzione in stabilimento, costituito da un pannello di rete elettrosaldato con diametro non inferiore a 6 mm e da un idoneo ritentore di fini. Il paramento sarà fissato con pendenza variabile, per mezzo di elementi a squadra realizzati in tondino metallico e preassemblati alla struttura.

Il sistema marcato CE, verrà integrato successivamente con un ulteriore elemento di irrigidimento e supporto in rete elettrosaldato dal diametro minimo di 8 mm sarà assemblato alla struttura nella parte posteriore mediante punti meccanizzati con la funzione di sostenere un telo di geocomposito bentonitico che sarà steso a tergo dell'elemento verticale in rete elettrosaldato.

Gli elementi di rinforzo contigui saranno posti in opera e legati tra loro con punti metallici meccanizzati galvanizzati con Galmac lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) classe A secondo la UNI EN 10244-2, con diametro 3.00 mm e carico di rottura minimo pari a 1700 MPa.

Il Sistema Qualità della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 9001:2008 da un organismo terzo indipendente. Il Sistema di Gestione Ambientale della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 14001:2004 da un organismo terzo indipendente.

Le lunghezze dei rinforzi sono riportate negli elaborati grafici di dettaglio e nei tabulati di dimensionamento allegati.

6.3.5 Terre armate – prescrizioni sulla posa in opera

Il piano di posa dovrà essere predisposto fino a raggiungere la quota d'imposta del primo elemento di rinforzo da eseguire, secondo le indicazioni riportate negli elaborati di progetto.

Si dovrà provvedere innanzitutto al taglio delle piante e alla estirpazione delle ceppaie, radici, arbusti ecc, il terreno dovrà quindi essere adeguatamente rullato e compattato fino ad ottenere le caratteristiche previste nel capitolato.

Il piano di fondazione dovrà essere regolare ed idoneo per la posa e compattazione del primo strato di riporto con ottenimento dei requisiti richiesti.

Non si dovrà operare in presenza di ristagni d'acqua o con terreni rammolliti, né in presenza di elevato contenuto organico (nell'eventualità questi dovranno essere bonificati, per completa sostituzione).

Nel caso in cui il piano di posa si trovi localmente depresso, in condizioni favorevoli ai ristagni d'acqua, si dovranno eseguire delle canalette di scolo laterale in pendenza con adeguato recapito.

Prima di eseguire il primo riporto occorre eseguire almeno 2-3 passate con un rullo liscio.

Il materiale proveniente dallo scavo di preparazione del piano di posa dei rilevati e dallo scavo di sbancamento per bonifica potrà essere reimpiegato, se ritenuto idoneo, nella sistemazione a verde delle scarpate.

Ogni qualvolta i rilevati dovranno poggiare su declivi con pendenza superiore al 20%, ultimata l'asportazione del terreno vegetale e fatta eccezione per diverse e più restrittive prescrizioni derivanti dalle specifiche condizioni di stabilità globale del pendio, si dovrà provvedere all'esecuzione di una gradonatura con banche in leggera contropendenza (tra 1% e 2%) e alzate verticali contenute in altezza.

Gli elementi di rinforzo dovranno essere posti in opera per strati costanti, secondo le modalità di seguito riportate:

1. Apertura e predisposizione dell'elemento di rinforzo avendo cura di stendere il telo eliminando le linee di piegatura preformate in fase di produzione e mettere in posizione gli elementi;
2. Posizionamento degli elementi a squadra per dare l'inclinazione al paramento. Per l'assemblaggio e la legatura degli elementi, è necessario essere provvisti di pinze e tenaglie e di una graffatrice tipo pneumatico, con alimentazione ad aria compressa (6-8 bar). In generale,

per le operazioni di legatura per una continuità strutturale, si consiglia un intervallo tra punto e punto massimo di 20 cm;

3. Riempimento della parte a tergo del paramento manualmente con terreno vegetale che subirà una compattazione “leggera” per permettere l’attecchimento della vegetazione;

4. Riempimento degli elementi di rinforzo in rete con materiale idoneo, fino a formare uno strato di spessore di 300 mm;

5. Compattazione del materiale posto in opera mediante rullatura, secondo le indicazioni successivamente riportate;

6. Risagomatura del piano di posa per l’esecuzione dell’elemento di rinforzo successivo;

7. Ripetizione delle azioni da 1 a 6 fino a completamento della struttura.

8. Idrosemina a spessore: realizzazione di idrosemina a spessore su strutture in terre rinforzate. La miscela, eseguita a regola d’arte, comprende i seguenti componenti e fasi:

- ✓ messa in opera di appropriato miscuglio di sementi scelte (graminace e leguminose), con una dose di impiego in condizioni normali di 35 gr/mq e di massimo 50 gr/mq in condizioni difficili per la germinazione;
- ✓ messa in opera di concimazione di base con prodotto organo-minerale bilanciato e microelementi, (7-7-7+2 Mgo) con una dose di impiego di almeno 250 gr/mq;
- ✓ somministrazione di colloide di origine vegetale ad alta viscosità, derivato da piante e frutti, con quantità da applicare di circa 15gr/mq;
- ✓ somministrazione di Humus, sostanza organica matura con titoli nutritivi (NP), in quantità variabile da 250 a 400 gr/mq a seconda della situazione;
- ✓ applicazione di una coltre protettiva di ca. 250/350 gr/mq “Mulch” composto da: 70% prodotto in fibre di legno e colloide naturale e 30 % miscela di fibre vegetali (paglia, cotone e cellulosa).

La provenienza e germinabilità della semente dovranno essere certificate. L’applicazione della miscela deve avvenire con idonea idroseminatrice che garantisce l’omogeneità del prodotto applicato e fornitura di pompa che mantenga l’integrità della semente.

6.3.6 Terre armate – prescrizioni sulla posa in opera

Prima che venga messo in opera uno strato di terreno nel rilevato rinforzato, quello precedente dovrà essere sottoposto alle prove di controllo e possedere i requisiti di costipamento richiesti.

La frequenza delle prove di seguito specificata, deve ritenersi come indicativa e potrà essere diminuita o aumentata, secondo quanto prescritto dalla Direzione Lavori in considerazione della maggiore o minore omogeneità granulometrica dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione.

L'Impresa dovrà eseguire le prove di controllo nei punti indicati dalla Direzione Lavori ed in contraddittorio con la stessa.

L'Impresa potrà eseguire le prove di controllo o in proprio o tramite un laboratorio esterno comunque approvato dalla Direzione Lavori.

La serie di prove sui primi 5000 mc. potrà essere effettuata una sola volta a condizione che i materiali mantengano caratteristiche omogenee e siano costanti le modalità di compattazione.

In caso contrario la Direzione Lavori potrà prescrivere la ripetizione della serie.

Le prove successive devono intendersi riferite a quantitativi appartenenti allo stesso strato di rilevato.

Tipo di Prova	PRIMI 5000 m ³ Ripetere la prova ogni (m ³)	SUCCESSIVI m ³
Classif. CNR - UNI 10006	2000	5000
Costipazione AASHTO Mod. CNR	2000	5000
Densità in sito CNR 22	250	1000
Carico su piastra CNR 9 - 70317	1000	5000

7 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- *Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 17/01/2018*

- *Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 14/01/2008*
- *Circolare al D.M. del 14/01/2008*
- *Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”, aprile 1997.*
- *Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1: Regole generali - azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”, ottobre 1997.*
- *Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, febbraio 1998.*
- *UNI EN 14475 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata*
- *UNI 10006 - Costruzione e manutenzione delle strade - Tecniche di impiego delle terre*
- *ASTM D 3282 - Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*
- *UNI EN 13242 - Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade*
- *UNI EN 13285 - Miscele non legate - Specifiche*
- *UNI EN ISO 14688-1 - Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione*

7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle:

- azioni di progetto $\gamma_F F_k$,
- dei parametri di progetto X_k/γ_M
- della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Coefficienti parziali

La verifica condizione $E_d < R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per

- le azioni (A1 e A2),
- per i parametri geotecnici (M1 e M2)
- per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Approccio 1

sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno
- la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 2

è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche

Azioni (NTC 6.2.4.1.1)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1.

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Resistenze (NTC 6.2.4.1.2)

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) (NTC C6.2.3.1)

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata degli eurocodici, sono così identificati:

EQU – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR – raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tenere conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Esso deve comprendere la scelta dei materiali da costruzione, sia naturali che di provenienza diversa, e la loro modalità di posa in opera.

I criteri per la scelta dei materiali naturali devono essere definiti in relazione alle funzioni dell'opera, tenendo presenti i problemi di selezione, coltivazione delle cave, trasporto, trattamento e posa in opera.

Per i materiali di provenienza diversa, i criteri di selezione e impiego dovranno essere definiti di volta in volta, compatibilmente con i vincoli di natura ambientale.

Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa in opera precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore massimo degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati.

Deve risultare rispettata la condizione [6.2.1], verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio. Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità. Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio. Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al § 6.2.4.2.

7.11.4. FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h W$ ed $F_v = k_v W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1])

impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

In alternativa, le verifiche degli stati limite ultimi (SLV) o di esercizio (SLD) possono essere eseguite con il metodo degli spostamenti, controllando che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità dei fronti di scavo o dei rilevati e dei manufatti eventualmente interagenti con essi. Nel metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo o di esercizio in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore limite o di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

7.3 METODOLOGIE DI CALCOLO

7.3.1 VERIFICHE DI STABILITÀ

Descrizione metodo di calcolo

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10. Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione dei metodi di calcolo si adotterà la seguente simbologia:

l	lunghezza della base della striscia
α	angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
b	larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
ϕ	angolo di attrito lungo la base della striscia
c	coesione lungo la base della striscia
γ	peso di volume del terreno
u	pressione neutra
W	peso della striscia
N	sforzo normale alla base della striscia
T	sforzo di taglio alla base della striscia
E_s, E_d	forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
X_s, X_d	forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
E_a, E_b	forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
ΔX	variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$

ΔE variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

Metodo di Bell

Bell suppone nota l'andamento della pressione normale lungo la superficie di rottura ed assume per la σ_i la seguente espressione

$$\sigma_i = C_1(1 - K_y)W_i \cos \alpha_i / l_i + C_2 f(x, y)$$

La funzione $f(x, y)$ è espressa in funzione delle coordinate della striscia

$$f(x, y) = \sin 2\pi \frac{x_n - x_i}{x_n - x_0}$$

Per pareggiare il numero delle equazioni con il numero delle incognite introduce l'ulteriore incognita C_3 come moltiplicatore della coesione. Tale incognita dovrà essere in soluzione pari all'unità. Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bell si ottiene dalla risoluzione del seguente sistema di equazioni non lineari, nelle incognite C_1 , C_2 e C_3 , ottenuto scrivendo l'equilibrio dell'intera massa alla traslazione orizzontale, verticale ed alla rotazione:

$$\begin{aligned} M_{11} C_1 + M_{12} C_2 + M_{13} C_3 &= V_1 \\ M_{21} C_1 + M_{22} C_2 + M_{23} C_3 &= V_2 \\ M_{31} C_1 + M_{32} C_2 + M_{33} C_3 &= V_3 \end{aligned}$$

dove i coefficienti del sistema si ricavano dalle equazioni di equilibrio e valgono:

$$\begin{aligned} M_{11} &= (1 - K_y) [\sum_i W_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i - F \sum_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i] \\ M_{12} &= \sum_i f_i b_i \operatorname{tg} \phi_i - F \sum_i f_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \\ M_{13} &= \sum_i c_i b_i \\ M_{21} &= (1 - K_y) [\sum_i W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i + F \sum_i W_i \cos^2 \alpha_i] \\ M_{22} &= \sum_i f_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i + F \sum_i f_i b_i \\ M_{23} &= \sum_i c_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \\ M_{31} &= (1 - K_y) [\sum_i (W_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) x_{ci}] + F [\sum_i (W_i \cos^2 \alpha_i) x_{ci} - \sum_i (W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i) y_{ci}] \\ M_{32} &= \sum_i (f_i b_i \operatorname{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (f_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) x_{ci} - F [\sum_i (f_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i) y_{ci} + \sum_i (f_i b_i) x_{ci}] \\ M_{33} &= \sum_i (c_i b_i) y_{ci} + \sum_i (c_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i) x_{ci} \\ V_1 &= \sum_i u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i + F(K_x \sum_i W_i - X) \\ V_2 &= \sum_i u_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i + F[(1 - K_y) \sum_i W_i + Z] \\ V_3 &= \sum_i (u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (u_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) x_{ci} + F [K_x \sum_i W_i y_{cgi} + (1 - K_y) \sum_i W_i x_{cgi} - X y_x - Z x_y] \end{aligned}$$

La ricerca del fattore di sicurezza avviene operando sul coefficiente C_3 . Si comincia da due valori di F che individuano un intervallo all'interno del quale si può ritenere sia compreso il coefficiente di sicurezza soluzione del problema. Risolvendo il sistema si ricavano i due corrispondenti valori di C_3 e quindi si reitera prendendo come nuovo valore quello derivante dall'interpolazione:

$$F = F_f + \frac{1 - C_{3f}}{C_{3f} - C_{3i}} (F_f - F_i)$$

dove gli indici i ed f stanno rispettivamente per iniziale e finale. L'iterazione si può fermare quando la differenza tra l'ultimo F ricavato ed il penultimo è abbastanza piccola, oppure quando la differenza di C_3 dall'unità può essere ritenuta trascurabile.

7.3.2 VERIFICHE DELL'ARGINE IN TERRE ARMATE

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MacStars W cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Metodi utilizzati nel codice

Nel codice di calcolo di MacStars W si utilizzano i metodi semplificati di Bishop e Janbu.

In entrambi i metodi il criterio di rottura adottato è quello di Mohr - Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma - u) * \tan(\phi')$$

dove:

τ = tensione tangenziale massima

c = coesione

σ = pressione normale totale

u = pressione interstiziale

ϕ' = angolo di attrito

Applicando al valore della tensione tangenziale massima il coefficiente di sicurezza si ottiene la forza tangenziale mobilitata

Caratteristiche del metodo semplificato di Bishop sono:

- vale solo per superfici circolari e quasi circolari, cioè superfici che vengono assimilate a superfici circolari adottando un centro di rotazione fittizio;
- ipotizza che le forze di interazione tra i conci siano solo orizzontali;
- ottiene il coefficiente di sicurezza mediante scrittura della condizione di equilibrio alla rotazione intorno al centro della circonferenza;
- non soddisfa l'equilibrio globale in direzione orizzontale.

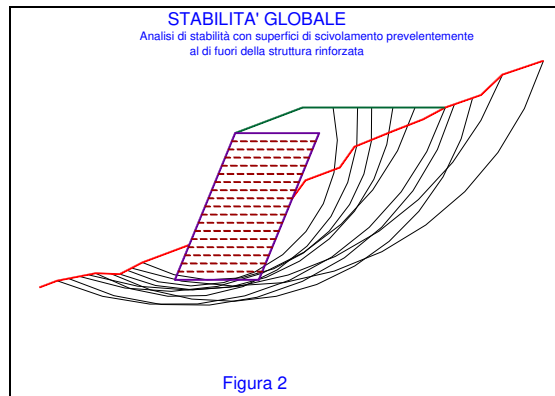
Caratteristiche del metodo semplificato di Janbu sono:

- vale per superfici di forma qualsiasi;
- ipotizza inizialmente che le forze di interazione tra i conci siano solo orizzontali;
- ottiene il coefficiente di sicurezza mediante scrittura della condizione di equilibrio alla traslazione verticale e quindi orizzontale;
- consente di tenere in conto le forze di interazione verticali (tangenziale) tra i conci mediante applicazione al precedente coefficiente di sicurezza di un fattore correttivo che dipende dalla geometria del problema e dal tipo di terreno;
- non soddisfa l'equilibrio globale alla rotazione del cuneo.

In relazione ai modelli di comportamento dei rinforzi una verifica di stabilità può essere condotta con il metodo rigido o con il metodo degli spostamenti.

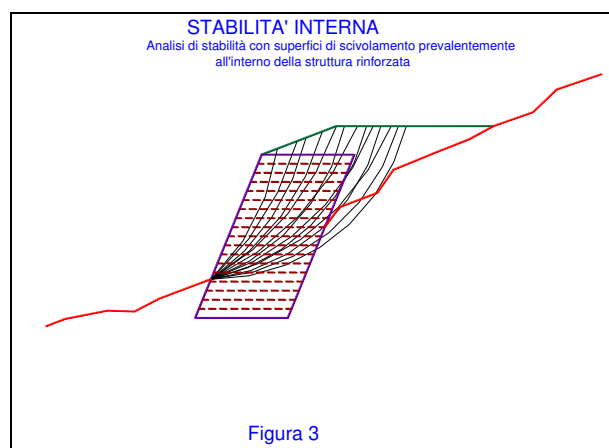
Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale, o stabilità di base, è da intendersi come la verifica di stabilità con i metodi all'equilibrio limite di un pendio, rinforzato o meno. Può quindi essere utilizzato per valutare la stabilità del pendio in assenza di rinforzi, prima delle ipotesi di progetto di rinforzo. A seguito del progetto, tale verifica è da utilizzare per valutare la stabilità dell'opera nei confronti di meccanismi di potenziale scivolamento profondi e quindi eventualmente esterni ai rinforzi stessi (fig. 2).



Verifica di stabilità interna

La verifica di stabilità interna (o stabilità di pendio) è quella verifica che consente di valutare il dimensionamento dell'opera, intesa come definizione dei rinforzi (tipologia, spaziatura, lunghezza, ecc.). In tale tipo di verifica le superfici di potenziale scivolamento partono dal piede di valle dell'opera di rinforzo e terminano nella parte superiore del pendio dopo aver attraversato l'opera progettata (fig. 3).



Modello rigido

Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata fornisca la forza di rottura del rinforzo, penalizzata dal relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidezza dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo devono essere verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo (fornito dall'utente);
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;

- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

Nel primo caso, una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo

Nel secondo e nel terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

Il calcolo delle forze ultime di sfilamento viene eseguito con il seguente procedimento, che si basa sulla considerazione che in tutti i punti del rinforzo sia raggiunta la condizione ultima (τ_u).

Sfilamento esterno (tratto di ancoraggio)

La zona di ancoraggio viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

dove:

f = coefficiente di attrito totale del rinforzo sui materiali sopra e sotto nel tratto interessato, potendo essere rinforzo su rinforzo (frr) o rinforzo su terreno (ftr).

σ_v = tensione verticale efficace sul tratto considerato, ottenuta dalla relazione:

$$\sigma_v = (W + P_v - U) / dx$$

W = peso totale della colonna di terreno sovrastante;

P_v = componente verticale del carico distribuito uniforme agente in sommità;

U = pressione neutra;

dx = larghezza del tratto considerato.

L'integrale delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza di sfilamento esterna ultima del rinforzo. Al valore così determinato può essere applicato un coefficiente di sicurezza definito dall'utente.

Sfilamento interno

Nel caso di rinforzi secondari il procedimento per il calcolo della forza di sfilamento ultima è identico a quella dello sfilamento esterno.

La lunghezza del rinforzo all'interno del blocco instabile viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

dove il significato dei simboli è il medesimo del caso precedente. L'integrazione delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza ultima di sfilamento interno.

Nel caso di rinforzi principali è da aggiungere il contributo resistente dovuto al risvolto. Tale contributo (F_0) può essere calcolato mediante somma di due contributi:

$$F_0 = F_1 + \Delta F$$

Dove F_1 è il contributo che genera sfilamento nella parte risvoltata (orizzontale), mentre ΔF è l'ulteriore contributo che tiene conto delle forze radenti lungo il tratto subverticale, adiacente al paramento.

F_1 viene calcolata con procedimento analogo a quello dello sfilamento esterno (integrazione delle forze tangenziali ultime), mentre ΔF viene calcolato, nell'ipotesi che il tratto in oggetto assuma una configurazione semicircolare, dalla relazione:

$$\Delta F = F_1 \cdot \pi \cdot f_{tr}$$

Al valore di forza ultima totale di sfilamento interno può essere applicato un coefficiente di sicurezza definito dall'utente.

Generazione delle superfici di rottura

Nel codice di calcolo MacStars W è possibile assegnare una superficie di scorrimento mediante le coordinate (da utilizzare quando siano acquisite informazioni tali da conoscere la posizione della superficie di rottura del pendio) oppure è possibile far eseguire una ricerca della superficie di potenziale scorrimento, cioè la ricerca di quella superficie che presenta il coefficiente di sicurezza minore e quindi la superficie che presenta la maggiore probabilità di generare un collasso del pendio, qualora uno o più parametri di resistenza fossero inferiori a quelli del calcolo o i carichi fossero superiori.

La generazione delle superfici può essere di due tipi:

- superfici circolari;
- superfici casuali.

Il metodo di calcolo associabile alle superfici generate è: Bishop per superfici circolari, Janbu per superfici circolari e casuali.

Nel caso di superficie assegnata è possibile il calcolo sia con il metodo di Janbu che con il metodo di Bishop, ma in questo caso la forma della superficie deve essere prossima ad un arco di circonferenza.

La ricerca della superficie critica è sostanzialmente guidata dall'utente mediante l'utilizzo di alcuni parametri geometrici quali:

- l'estensione del tratto da cui partono le superfici;
- l'estensione del tratto in cui terminano le superfici;
- l'ampiezza dell'angolo di partenza delle superfici;
- la lunghezza di ogni singolo tratto della superficie di scorrimento;
- una quota minima sotto la quale le superfici non possono arrivare;
- un profilo geometrico all'interno del quale le superfici non possono entrare (ad esempio un profilo roccioso).

Il risultato finale può dipendere anche sensibilmente da tali scelte per cui è sempre opportuno eseguire più calcoli con differenti parametri. L'utente ovviamente può anche scegliere quante superfici generare. Ogni singola superficie viene generata mediante successione di tratti (della lunghezza stabilita dall'utente) la cui inclinazione è generata in modo casuale, ma comunque parzialmente guidata per rispettare i vincoli imposti.

Carichi dinamici dovuti a forze di natura sismiche

MacStars W riconduce il calcolo in presenza di carichi sismici al metodo pseudostatico, introducendo nel calcolo forze di massa in direzione orizzontale ed in direzione verticale, ottenute moltiplicando il peso totale di ogni concio per i due coefficienti di intensità sismica.

Valori positivi dei coefficienti di intensità sismica, che vanno espressi come % di g, danno luogo a forze orientate verso l'esterno del pendio e verso l'alto.

Il contributo dei teli di rinforzo viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilitarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto.

Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso. Il modulo di tale forza è determinato scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido. Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di

potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidezza dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo vengono verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo;
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;
- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

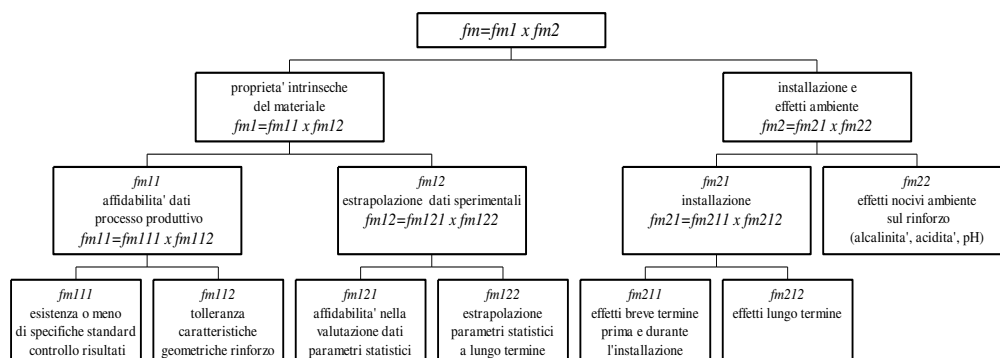
Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali metallici.

A tale proposito viene valutato il parametro di resistenza di lavoro T_d . Mancando in Italia uno specifico riferimento normativo, la stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo è stata determinata facendo riferimento allo schema illustrato di seguito che la normativa inglese BS8006 prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro T_d è valutata secondo la formula:

$$T_d = T_b / f_m$$

Dove f_m è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale T_b a quella di progetto e si compone secondo lo schema indicato sotto:



La valutazione di dettaglio dei fattori parziali di sicurezza è riportata qui di seguito ed è riferita ad una vita di progetto pari a 120 anni:

Modello Terramesh Verde e Terramesh SH System “o equivalenti”

– 120 ANNI			
Fattore	Significato	Valore	Note
F_{creep}	Creep	1.0	Acciaio insensibile al creep
f_{m111}	Controlli di qualità	1.0	Resistenza a trazione minima
f_{m112}	Tolleranze in produzione	1.04	Diametro filo 2.7 ± 0.06 mm
f_{m121}	Affidabilità dati disponibili	1.0	Centinaia di test di trazione eseguiti
f_{m122}	Affidabilità estrapolazione alla vita utile di progetto	1.0	Test di trazione eseguiti da oltre 20 anni
f_{m211}	Installazione: effetti a breve termine	1.0	Nessun danneggiamento dell'acciaio
f_{m212}	Installazione: effetti a lungo termine	1.0 - 1.15	Rispettivamente per sabbie e ghiaie
f_{m22}	Degradazione chimica e biologica	1.05	Alta stabilità chimica del polimero
f_m		1.09 - 1.26	

La resistenza nominale del rinforzo metallico T_b , è pari alla resistenza a trazione ultima e nel caso del mod. “Terramesh”, “o equivalente” si fa riferimento alle procedure di prova descritte nel Par. 9.3 della UNI EN 10223-3:2013 che tengono in conto le caratteristiche geometriche delle reti a doppia torsione; tale procedura di prova è parte integrante del sistema di controllo qualità alla base della marcatura CE del mod. Terramesh ETA 16/0767, “o equivalente”.

Il valore minimo di resistenza a trazione così determinato risulta pari a:

$$T_b = 50 \text{ kN/m}$$

Per rinforzi realizzati in rete metallica doppia torsione, che non subiscono effetti di creep alle condizioni di carico di lavoro, tale coefficiente di riduzione non viene applicato.

La tabella seguente mostra i valori della resistenza a trazione di ogni rinforzo e del valore del coefficiente di sicurezza alla rottura applicato f_m .

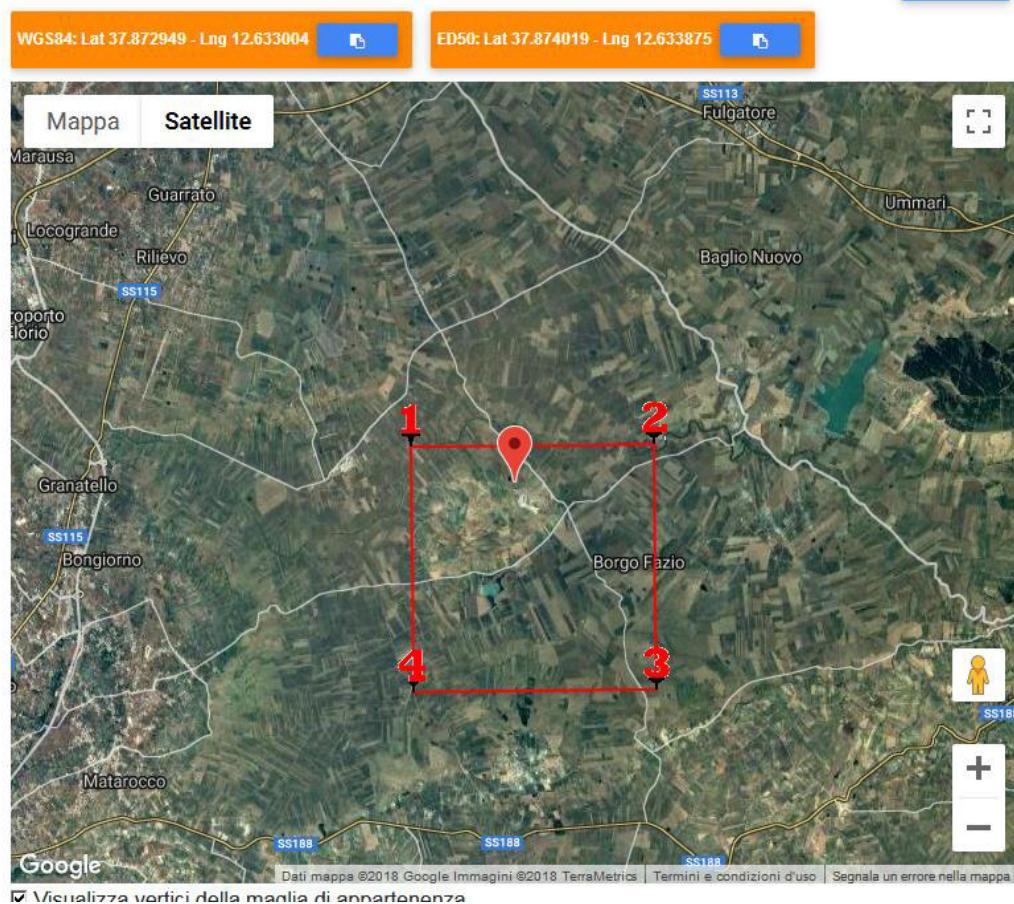
		----- ----- (mesh 8x10 wire 2.7/3.7mm)	
		Gravel	Sandy gravel
Resistenza caratteristica a trazione (UTS)	kN/m	50	50
Coefficiente di sicurezza globale - f_m	-	1.26	1.09
Resistenza a trazione di progetto	kN/m	39.6	45.8

7.4 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DELLA DISCARICA

In primo luogo viene eseguita la verifica geotecnica di stabilità del pendio relative relativa alla nuova configurazione geometrica di abbancamento dei rifiuti relativa all'ampliamento finale della discarica.

Si considerano le seguenti condizioni di calcolo:

- In condizioni sismiche si adottano i seguenti parametri:
 - Tipo opera: 3 – Grandi opere di interesse strategico
 - Classe d'uso: Classe IV - $C_u = 2.00$
 - Vita nominale: 100.0 [anni]
 - Vita di riferimento: 200.0 [anni]
 - Categoria sottosuolo: C
 - Categoria topografica: T2
 - Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)
 $k_h = (a_g/g * \beta_s * S_t * S) = 5.09$
 - Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)
 $k_v = 0.50 * k_h = 2.54$



Calcolo Parametri Sismici				
Parametri sismici				
	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_C^* [s]
SLO	120	0,283	2,452	0,217
SLD	201	0,347	2,485	0,261
SLV	1898	0,730	2,612	0,366
SLC	2475	0,789	2,636	0,376

Carichi:

Lungo il corpo della discarica sono stati inseriti i carichi variabili relativi al passaggio dei mezzi di servizio: larghezza 2,00 m e intensità 2000 kg/m

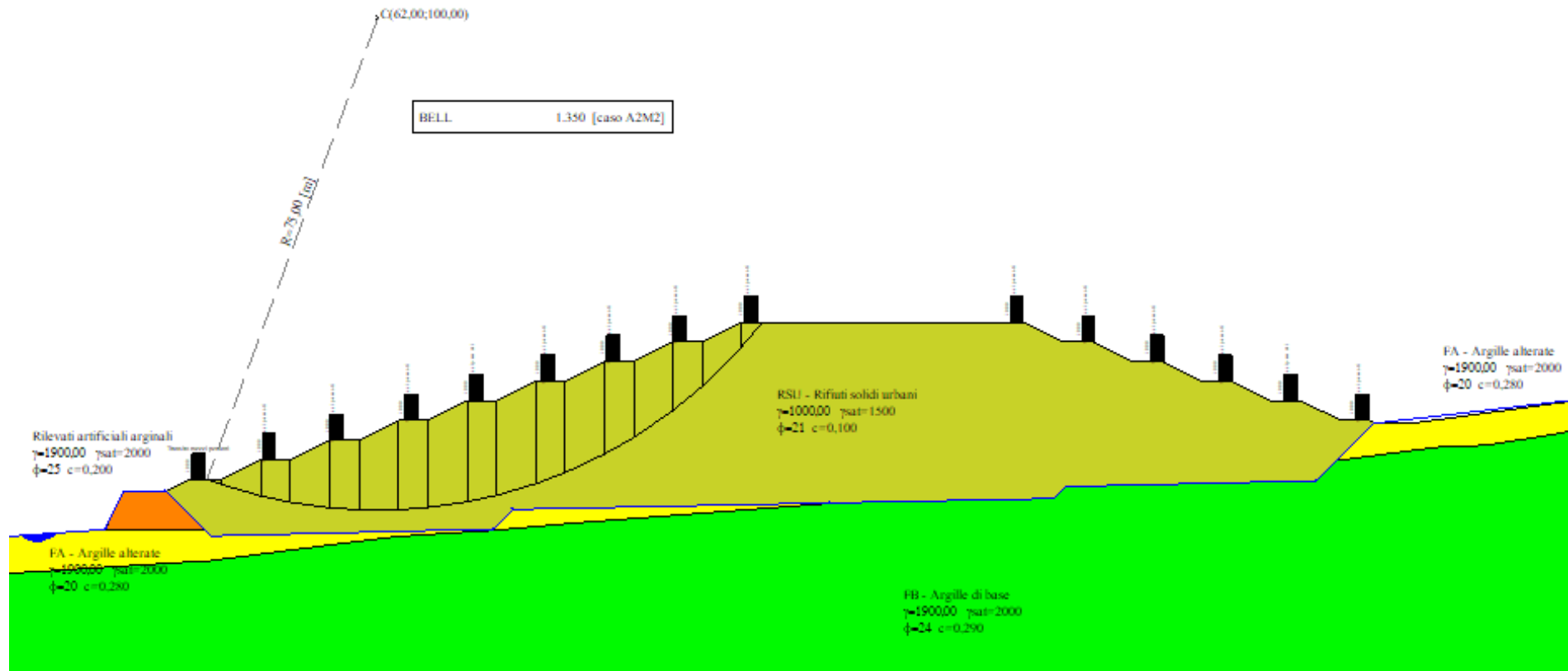
Nella condizione di capping realizzato è stato inserito un carico permanente di intensità 3600 kg/m

Tipologia delle verifiche:

Vengono effettuate le verifiche di stabilità globale lungo le sezioni 5 – 5bis – 9 – 10 (si veda paragrafo 5.2) ritenute essere le più cautelative.

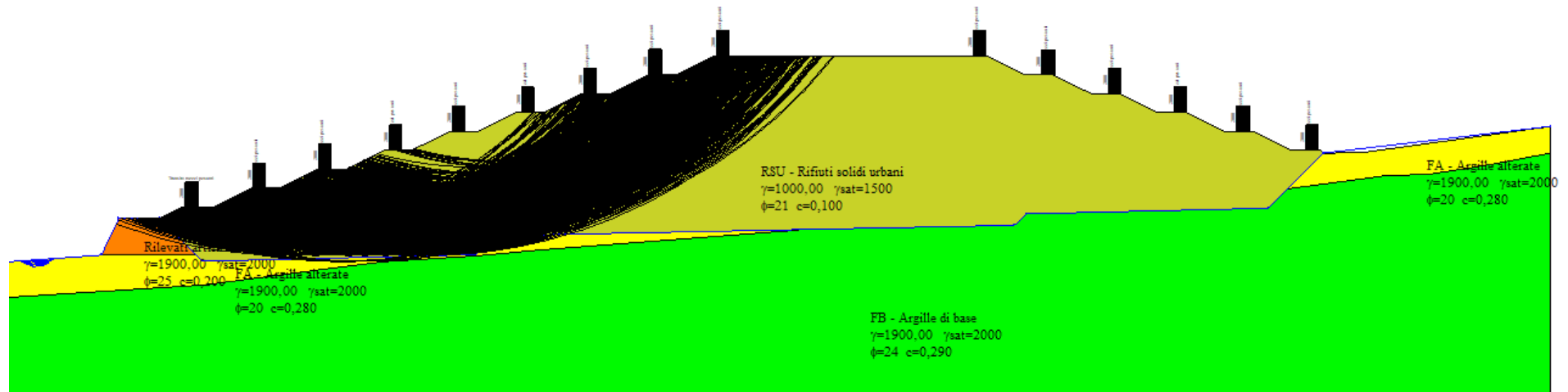
SEZIONE 5 – CONDIZIONE DI VASCA INTERAMENTE COLMA – $F_{min} = 1,35$

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo



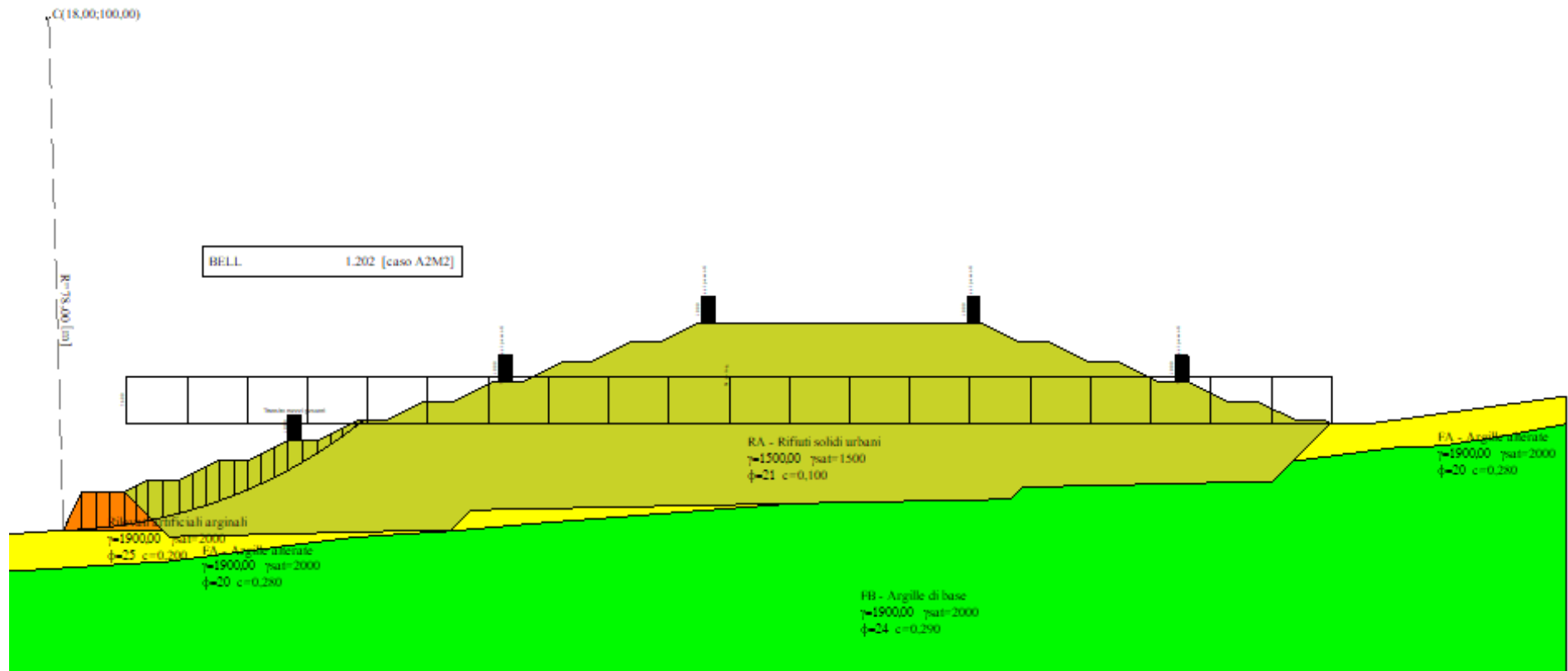
SEZIONE 5 – CONDIZIONE DI VASCA INTERAMENTE COLMA – $F_{min} = 1,35$

Indicazione grafica delle superfici indagate



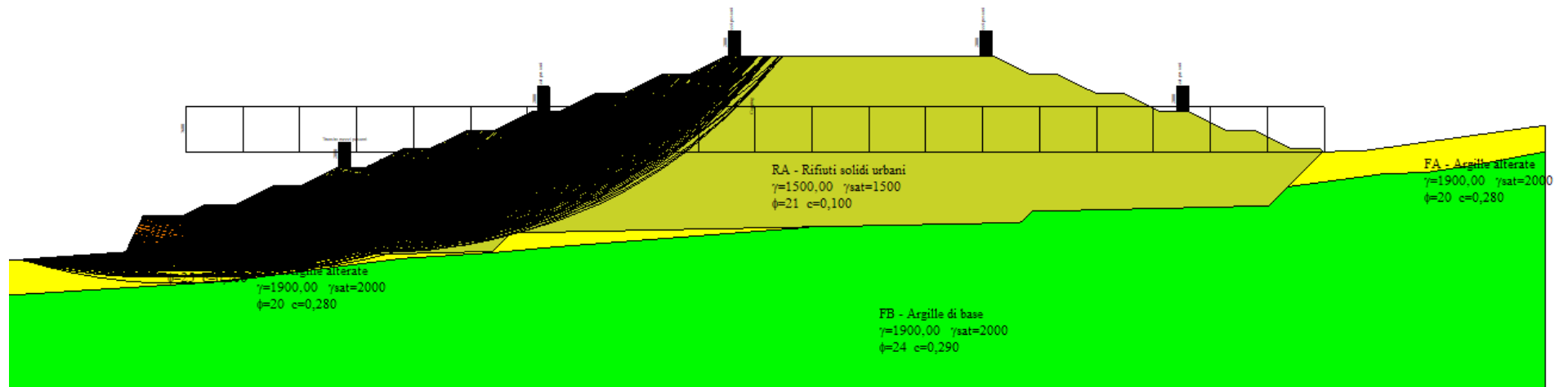
SEZIONE 5 – CONDIZIONE DI CAPPING REALIZZATO – $F_{min} = 1,20$

Indicazione grafica delle superfici indagate



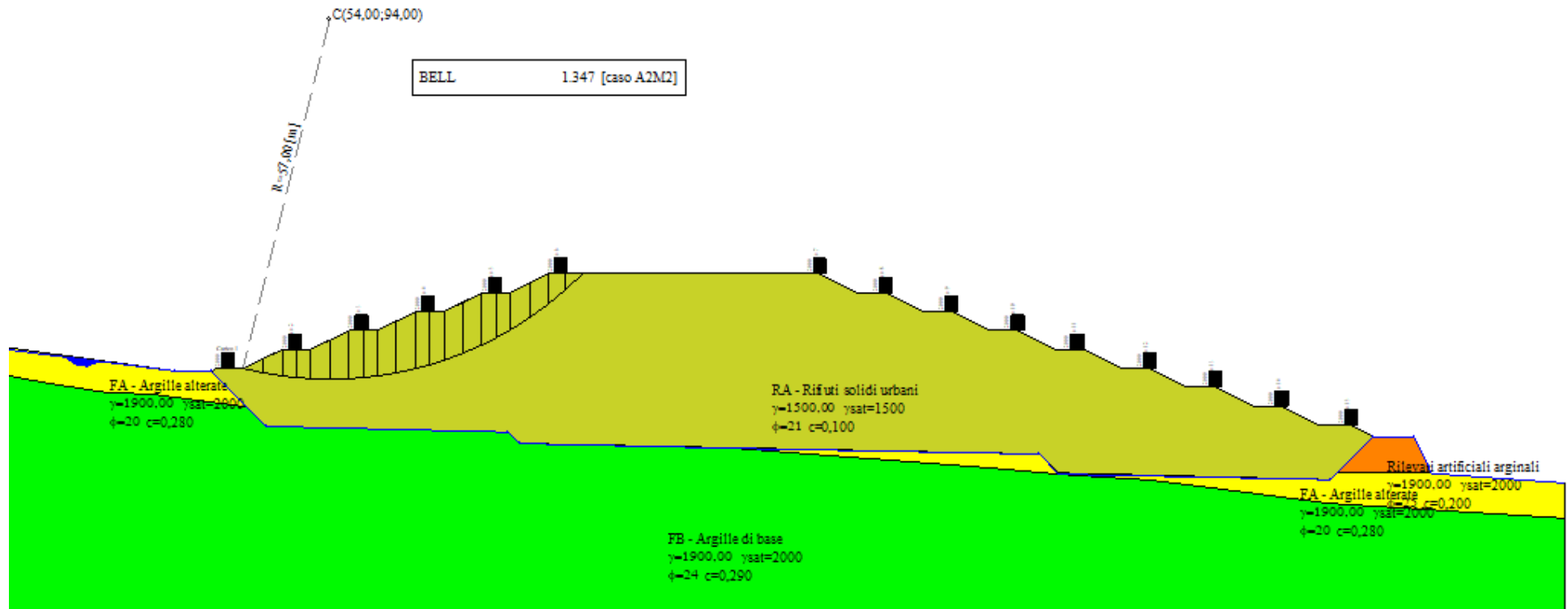
SEZIONE 5 – CONDIZIONE DI CAPPING REALIZZATO – $F_{min} = 1,20$

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo



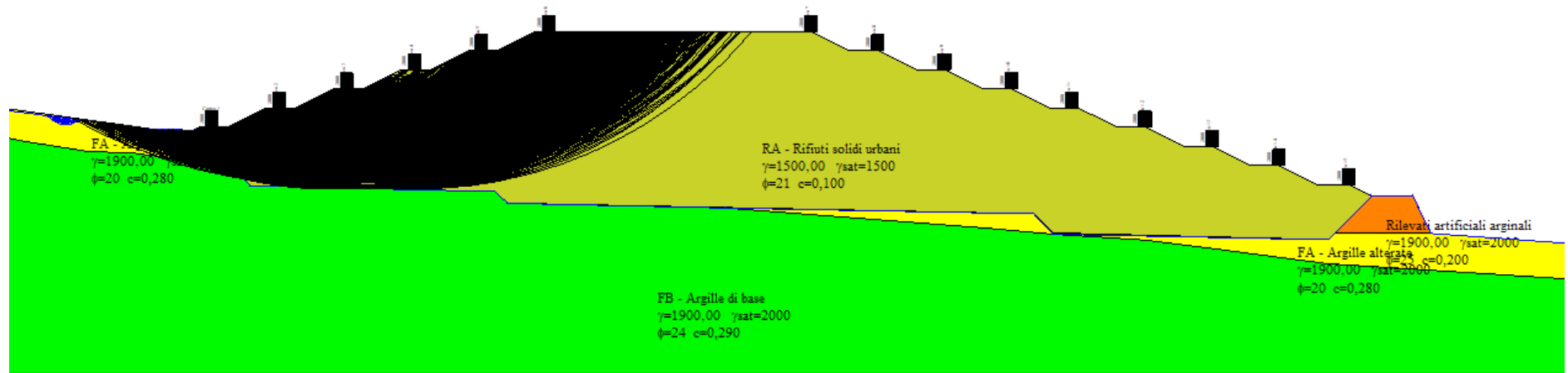
SEZIONE 5bis – CONDIZIONE DI VASCA INTERAMENTE COLMA – $F_{min} = 1,34$

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo



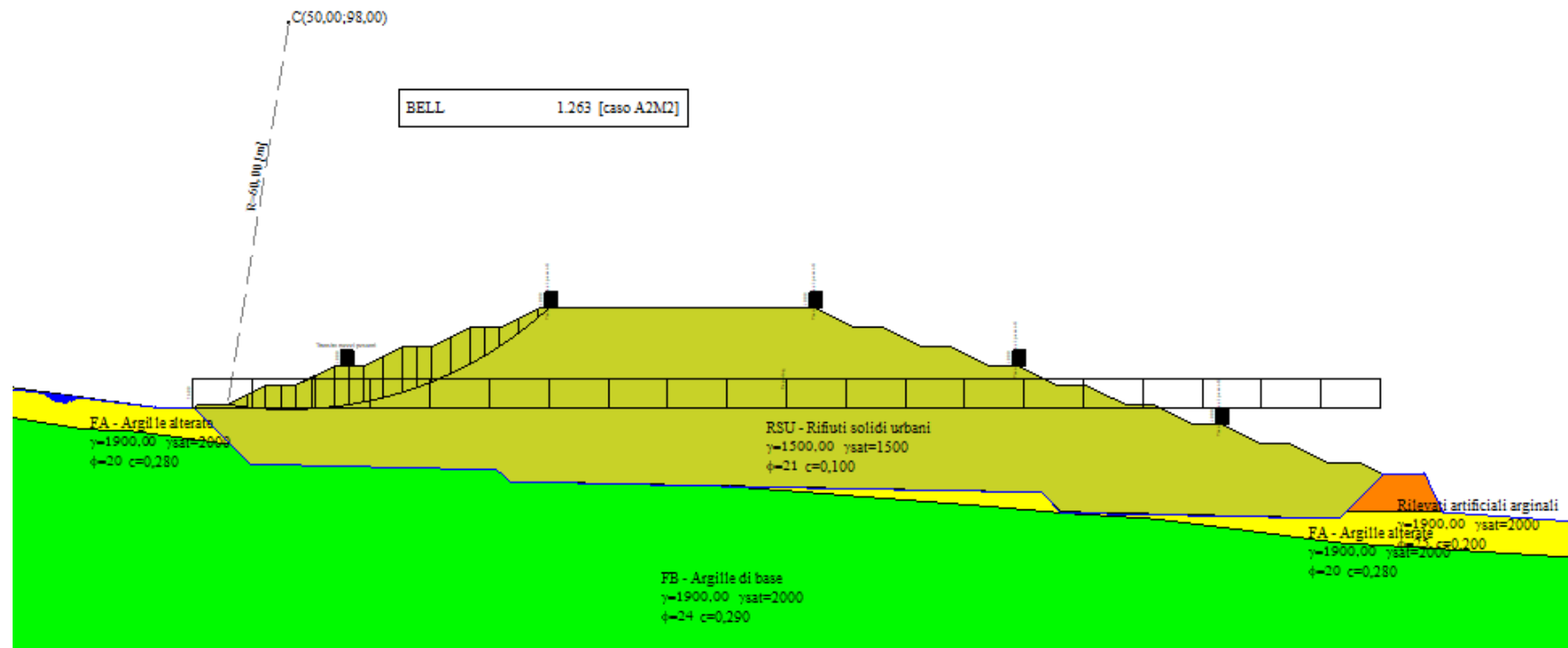
SEZIONE 5bis – CONDIZIONE DI VASCA INTERAMENTE COLMA – $F_{min} = 1,34$

Indicazione grafica delle superfici indagate



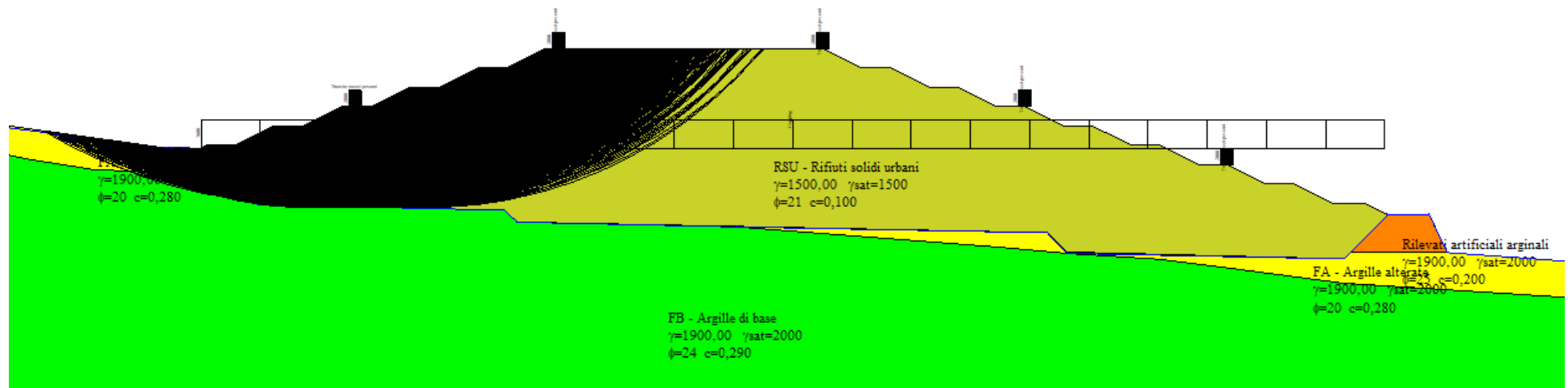
SEZIONE 5bis – CONDIZIONE DI CAPPING REALIZZATO – $F_{min} = 1,26$

Indicazione grafica delle superfici indagate



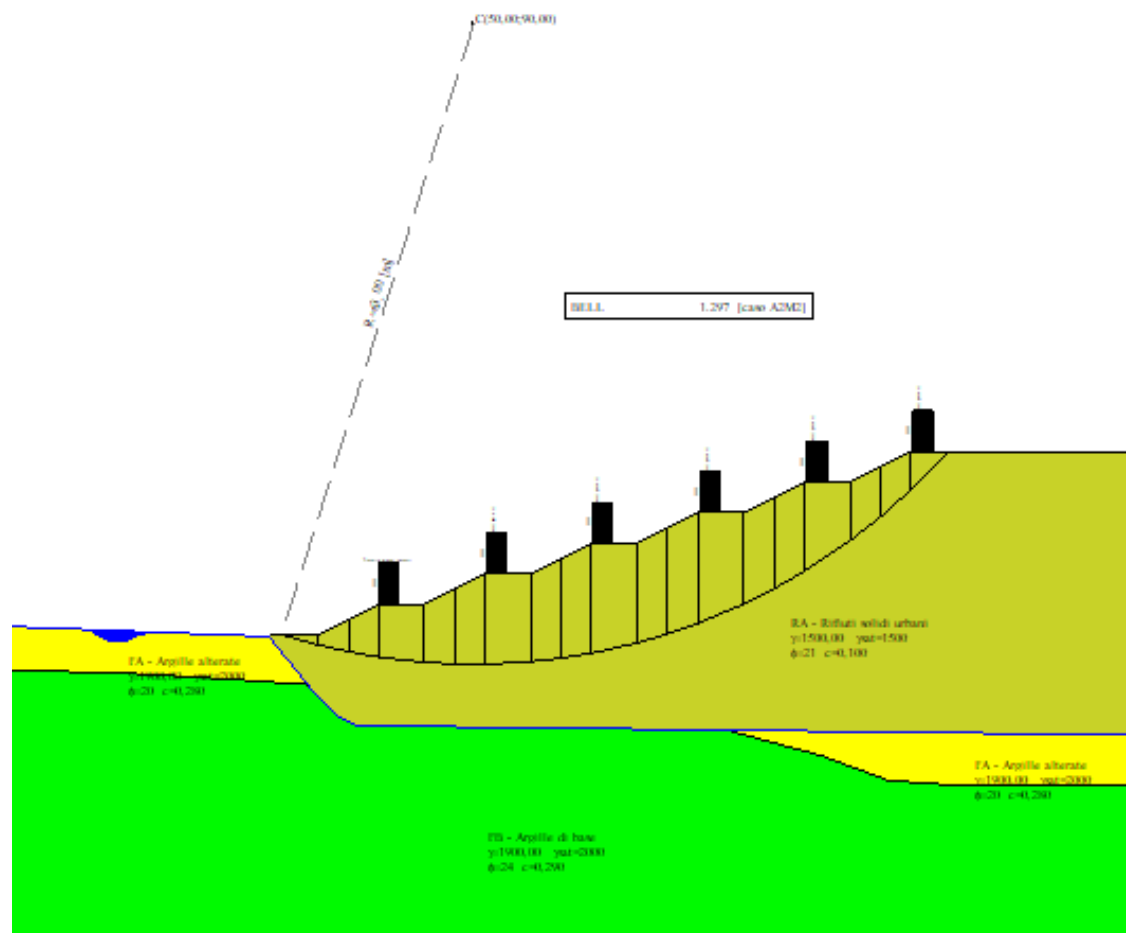
SEZIONE 5bis – CONDIZIONE DI CAPPING REALIZZATO – $F_{min} = 1,26$

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo



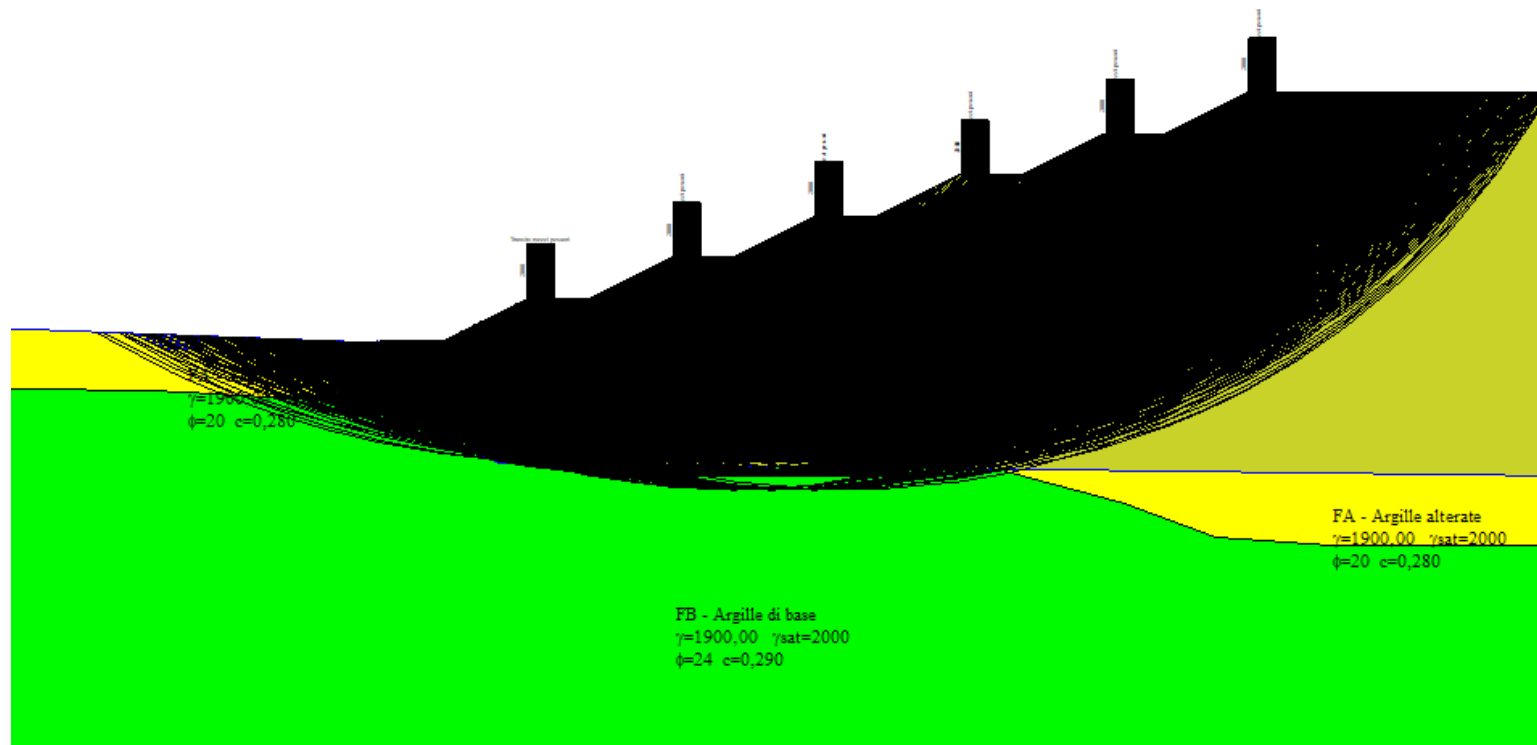
SEZIONE 10 – CONDIZIONE DI VASCA INTERAMENTE COLMA – $F_{min} = 1,29$

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo



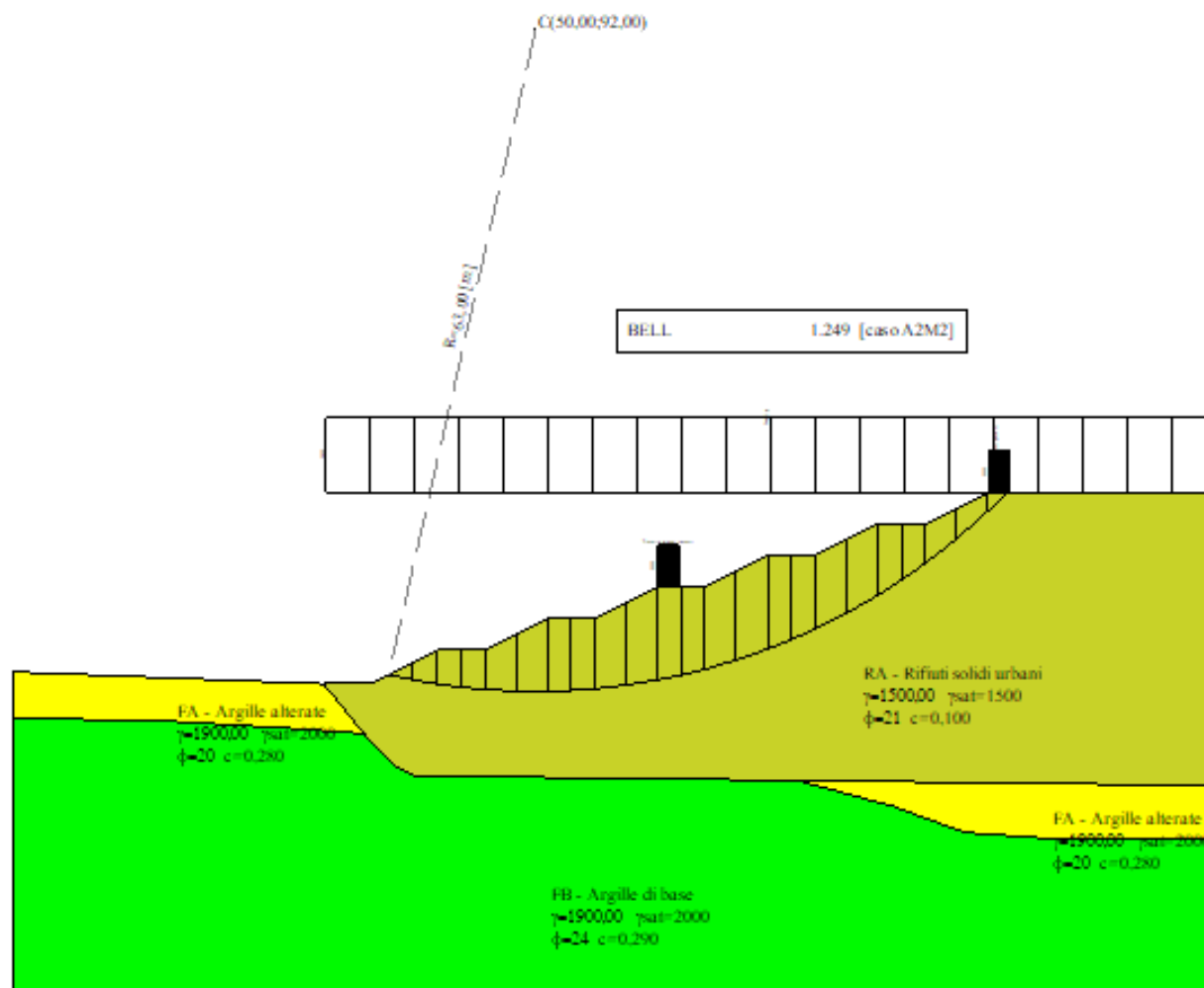
SEZIONE 10 – CONDIZIONE DI VASCA INTERAMENTE COLMA – $F_{min} = 1,29$

Indicazione grafica delle superfici indagate



SEZIONE 10 – CONDIZIONE DI CAPPING REALIZZATO – $F_{min} = 1,24$

Indicazione grafica delle superfici indagate



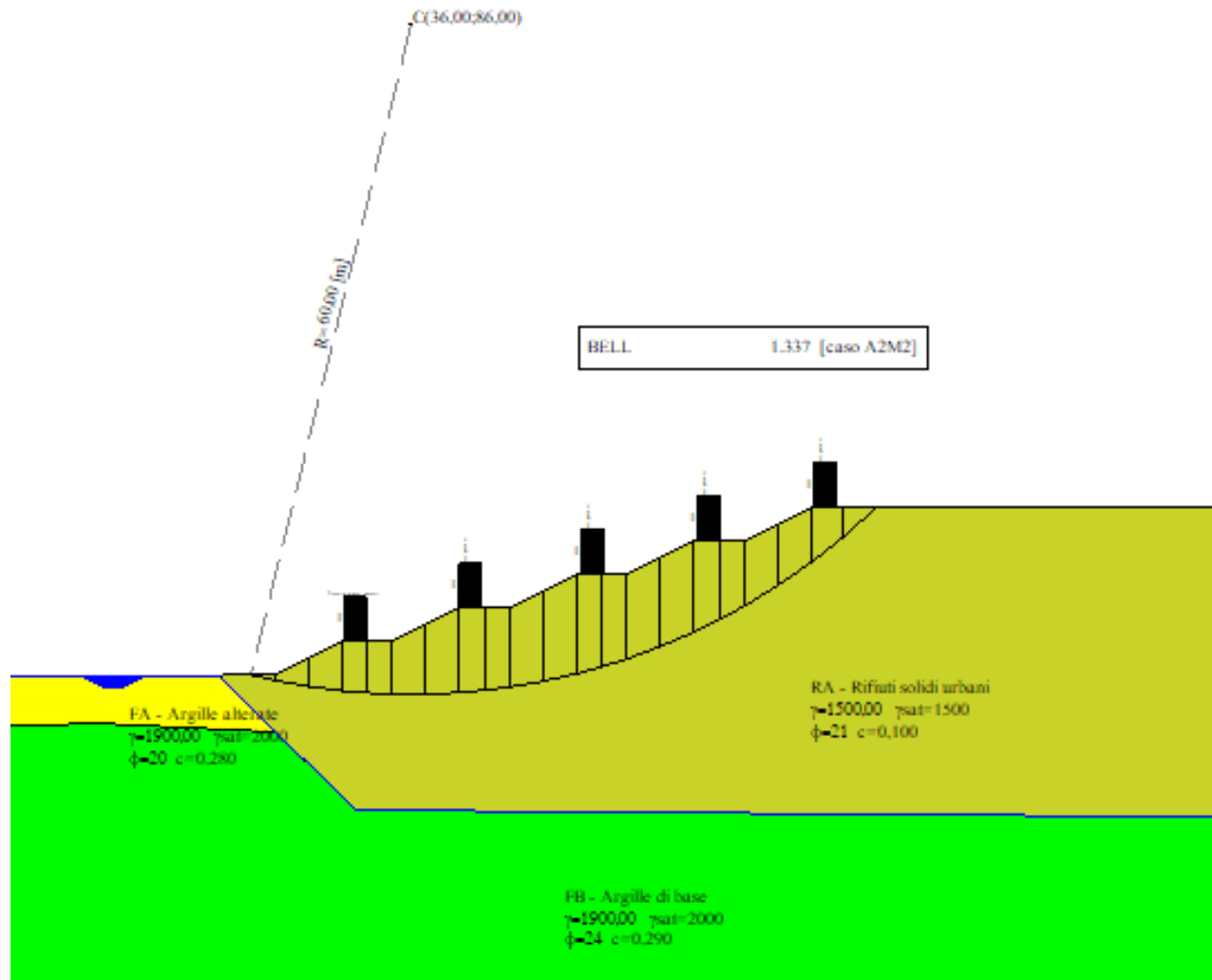
SEZIONE 10 – CONDIZIONE DI CAPPING REALIZZATO – $F_{min} = 1,24$

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo



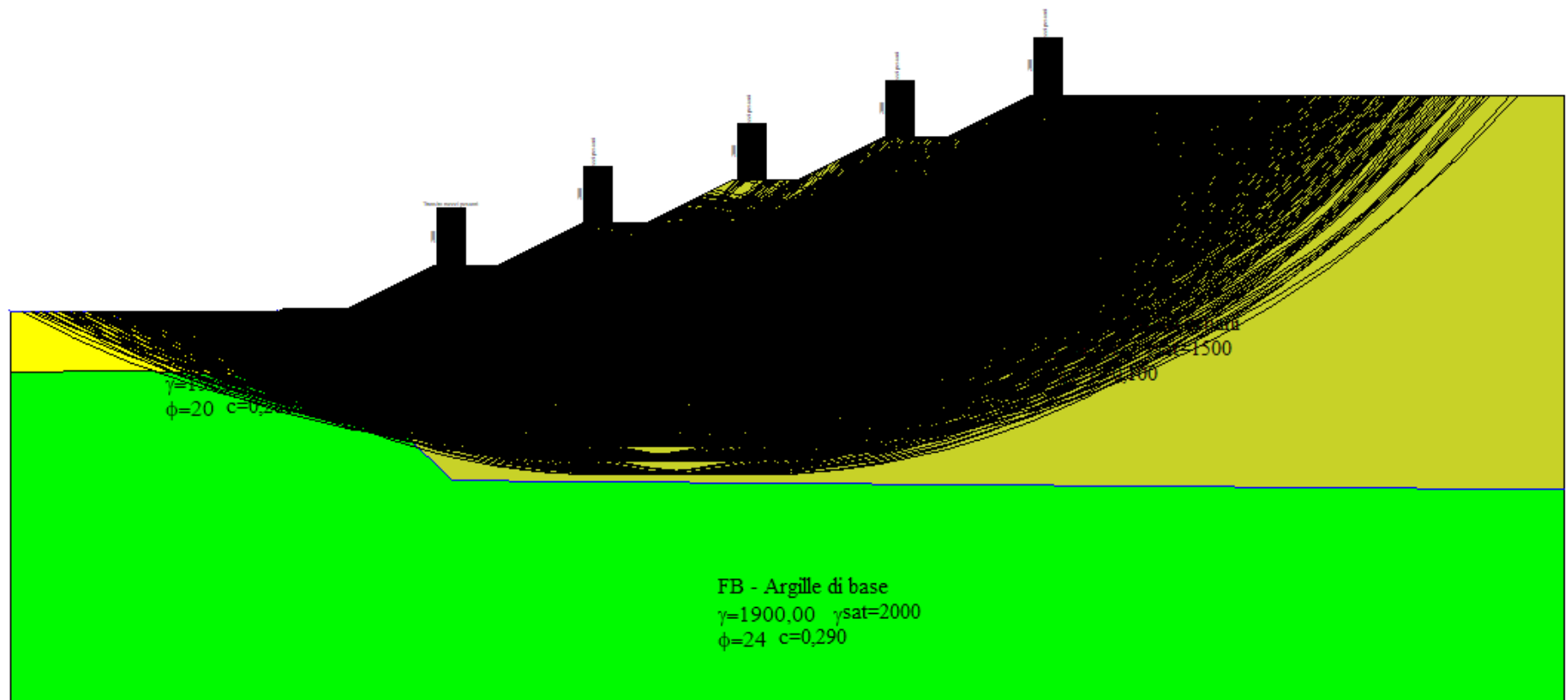
SEZIONE 9 – CONDIZIONE DI VASCA INTERAMENTE COLMA – $F_{min} = 1,33$

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo



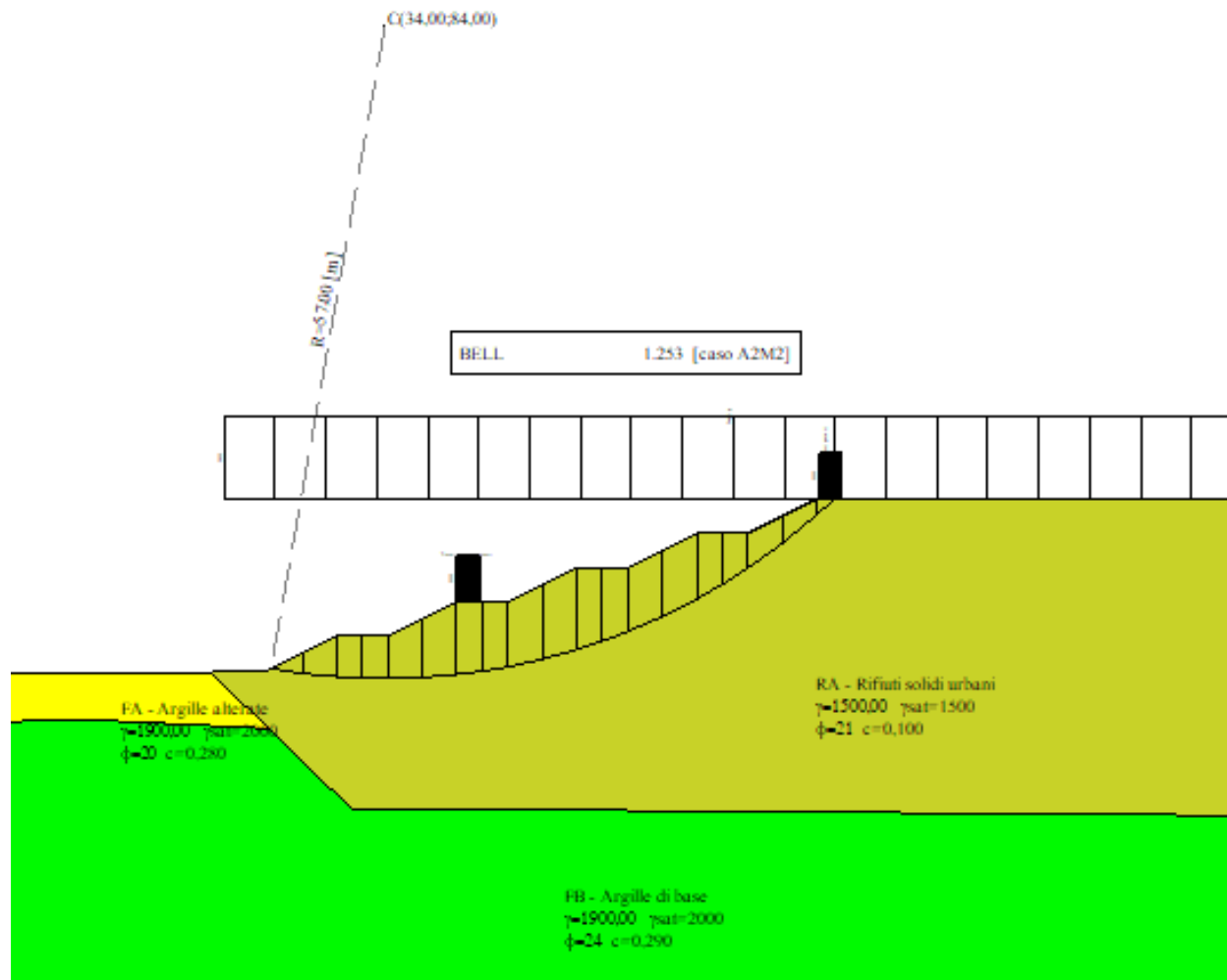
SEZIONE 9 – CONDIZIONE DI VASCA INTERAMENTE COLMA – $F_{min} = 1,33$

Indicazione grafica delle superfici indagate



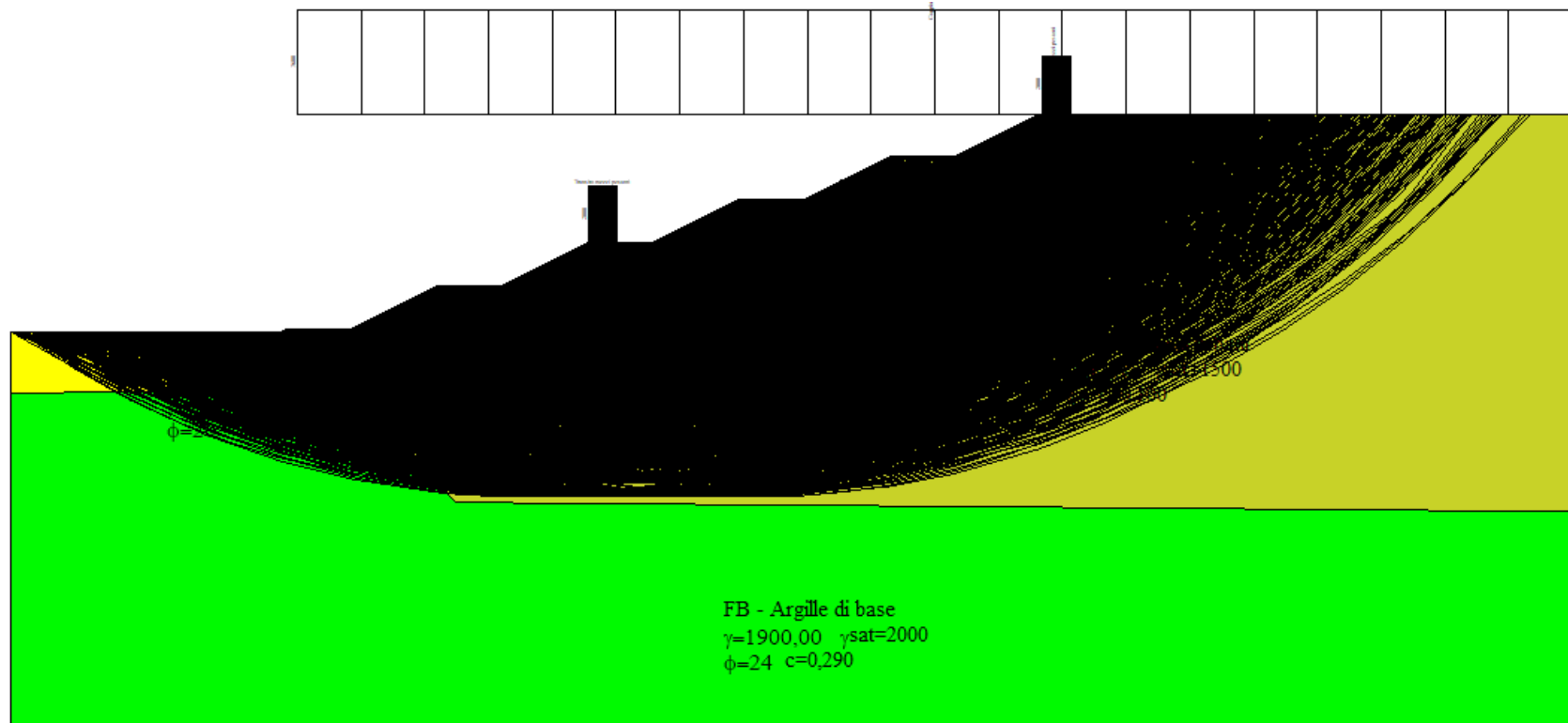
SEZIONE 9 – CONDIZIONE DI CAPPING REALIZZATO – $F_{min} = 1,25$

Indicazione grafica delle superfici indagate



SEZIONE 9 – CONDIZIONE DI CAPPING REALIZZATO – $F_{min} = 1,25$

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo



RIEPILOGO RISULTATI

	Coefficiente di sicurezza F
SEZ 5 – condizione 1	1,35
SEZ 5 – condizione 2	1,20
SEZ 5bis – condizione 1	1,34
SEZ 5bis – condizione 2	1,26
SEZ 10 – condizione 1	1,29
SEZ 10 – condizione 2	1,24
SEZ 9 – condizione 1	1,33
SEZ 9 – condizione 2	1,25

Dalla anzidetta tabella si evince che i valori del coefficiente di sicurezza sono sempre maggiori di 1,1 per le condizioni statiche e 1,2 per quelle sismiche, così come richiesto dalle NTC 2018.

Si rimanda agli allegati tabulati di calcolo una per una più approfondita e dettagliata descrizione dei risultati ottenuti.

7.5 VERIFICHE DI STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO INTERNI ALLA VASCA, LATERALI ED IN CORRISPONDENZA DELL'ARGINE DI VALLE

La verifica geotecnica del presente paragrafo riguarda:

- la scarpata artificiale di scavo in corrispondenza dell'argine di valle (lato interno)
- le scarpate artificiali di scavo nel bordo laterale della vasca

Si considerano le seguenti condizioni di calcolo:

- In condizioni sismiche si adottano i seguenti parametri:

- Tipo opera: 3 – Grandi opere di interesse strategico
- Classe d'uso: Classe IV – $C_u = 2.00$
- Vita nominale: 10.0 [anni]

[si ritiene lo scavo provvisorio in quanto entro breve tempo viene colmato dall'abbancamento dei rifiuti]

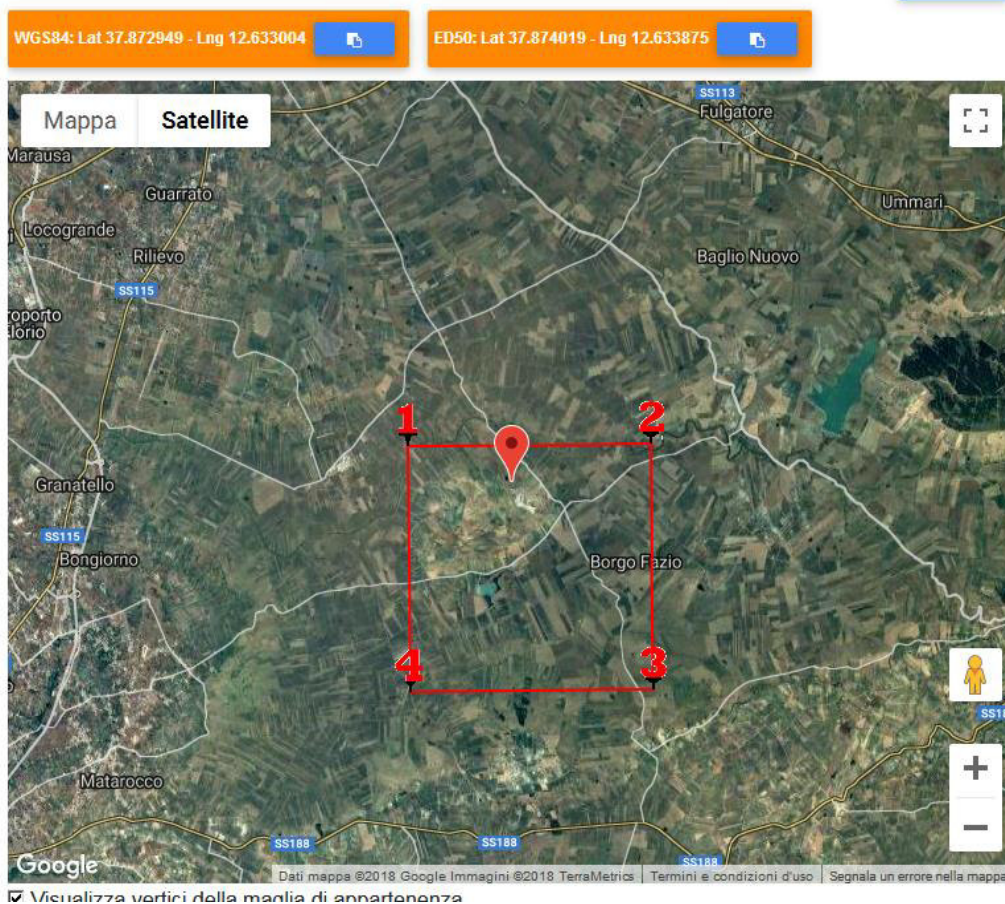
- Vita di riferimento: 20.0 [anni]
- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T2
- Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

$$k_h = (a_g/g * \beta_s * S_t * S) = 2,37$$

- Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$$k_v = 0.50 * k_h = 1,19$$

Calcolo Parametri Sismici				
Parametri sismici				
	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_C^* [s]
SLO	30	0,134	2,534	0,141
SLD	30	0,134	2,534	0,141
SLV	190	0,340	2,480	0,255
SLC	390	0,443	2,473	0,300



Carichi:

Sono stati inseriti i carichi variabili relativi al passaggio dei mezzi di servizio: larghezza 3,00 m e intensità 2000 kg/m in corrispondenza del margine superiore della scarpata

Tipologia delle verifiche:

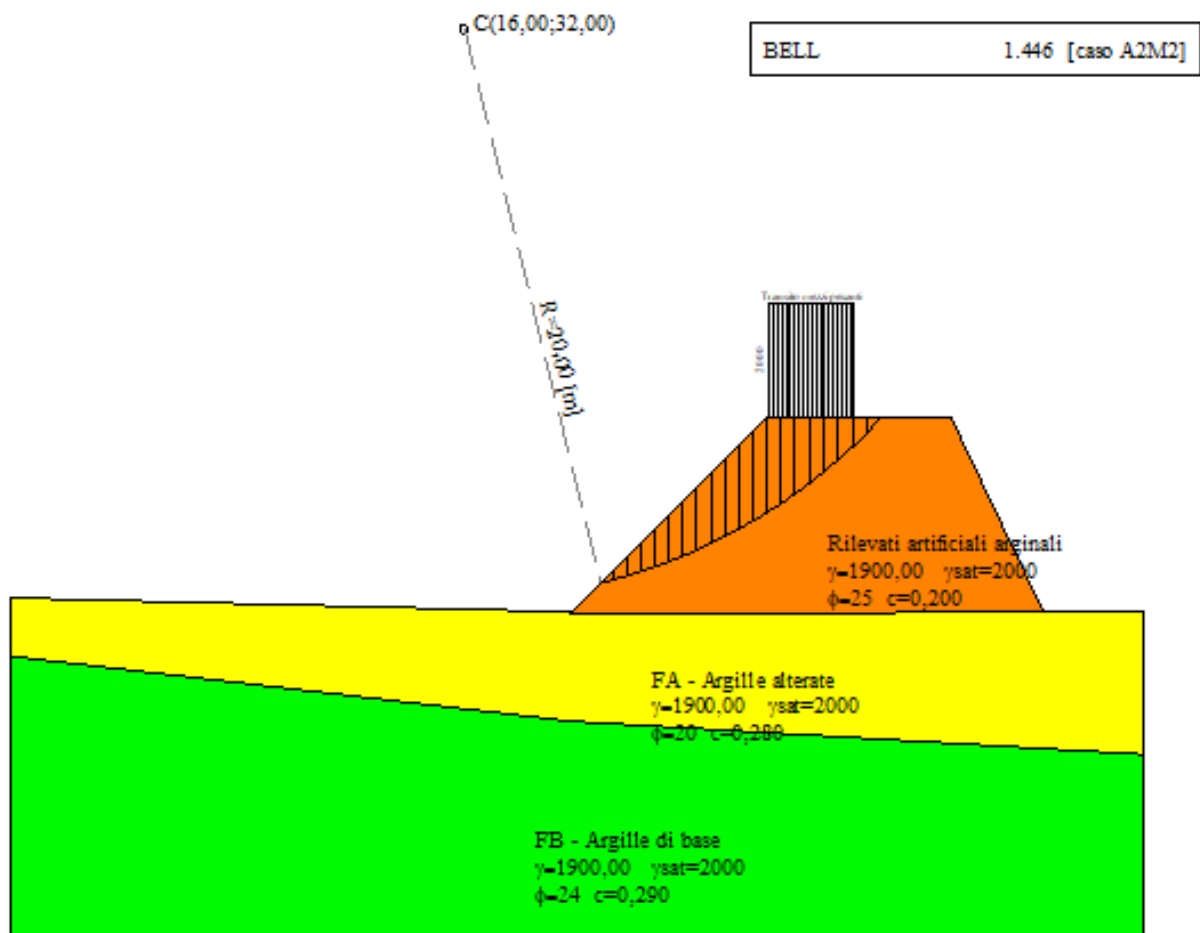
Vengono effettuate rispettivamente per gli anzidetti 3 casi le verifiche di stabilità globale lungo le sezioni tipo 5, 5bis e 9 in quanto ritenute essere le più gravose e quindi più cautelativa in termini di sicurezza.

Infatti si ha che:

- la sezione 5 (lato valle) è quella che presenta l'argine in terre armate
- la sezione 9 è quella che presenta il maggior dislivello tra il piano campagna ed il piano di scavo
- la sezione 5bis (lato monte) è quella che presenta la maggiore potenza dello strato di argille alterate rispetto allo scavo

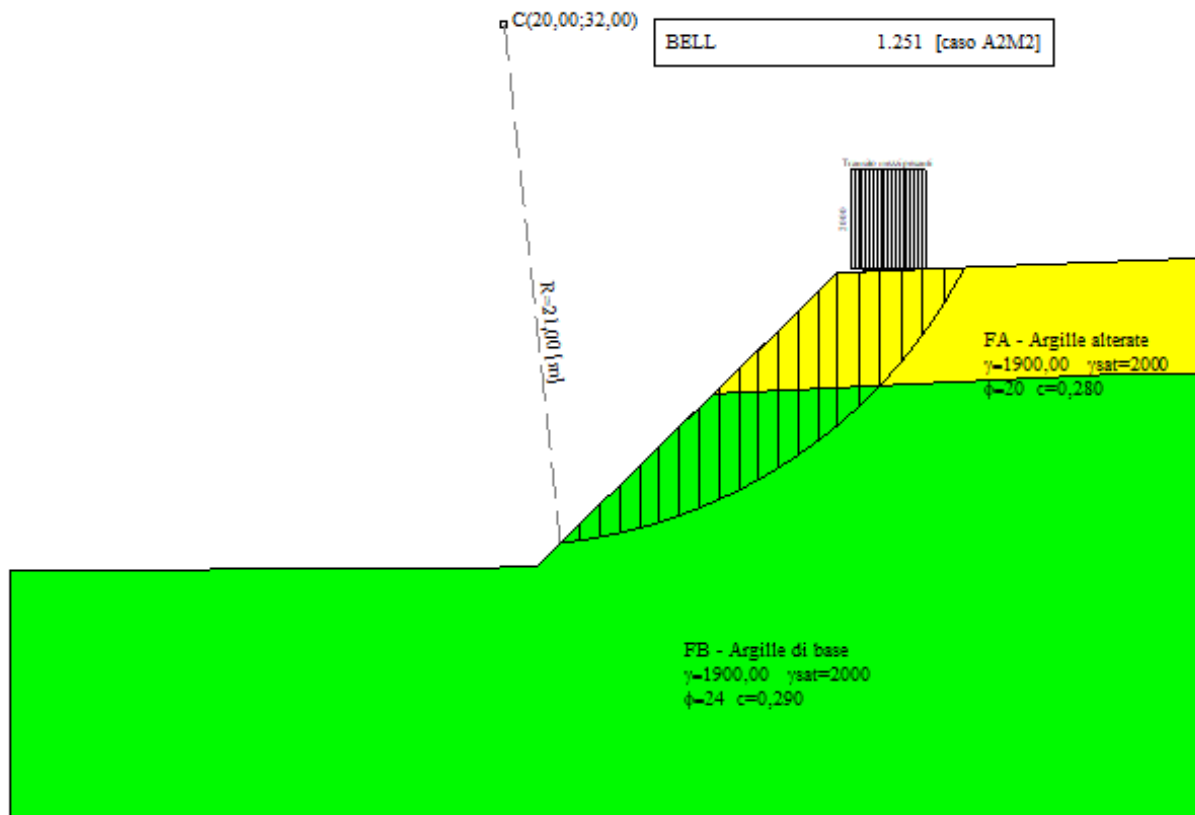
SEZIONE DI BORDO ARGINE (sez 5) - scarpata laterale in corrispondenza dell'argine

$$F_{min} = 1,44$$



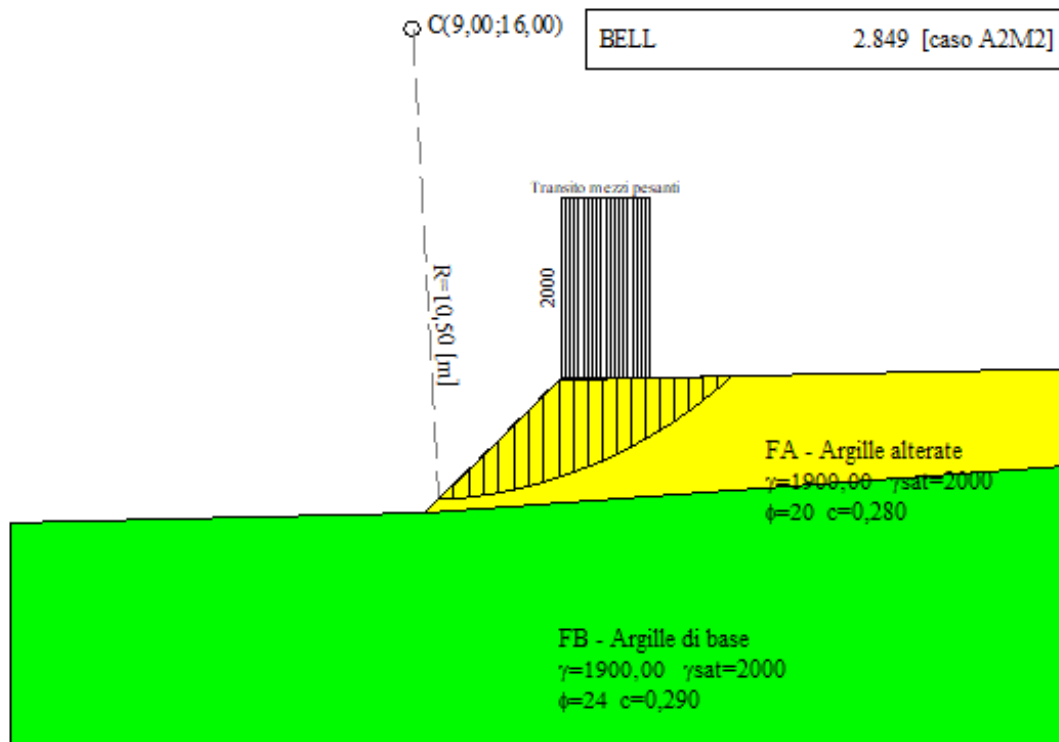
SEZIONE BORDO LATERALE (sez 9) - scarpata laterale

$$F_{min} = 1,25$$



SEZIONE BORDO INTERNO (sez 5bis) - scarpata interna

$$F_{min} = 2,84$$



RIEPILOGO RISULTATI

	Coefficiente di sicurezza F
SEZ 5 – argine	1,44
SEZ 9 – bordo	1,25
SEZ 5bis – bordo	2,84

Si evince che il valore del coefficiente di sicurezza è maggiore di 1,1 per la condizione statica e 1,2 per quella sismica, così come richiesto dalle NTC 2018.

Si rimanda agli allegati tabulati di calcolo una per una più approfondita e dettagliata descrizione dei risultati ottenuti.

7.6 VERIFICHE DI STABILITA' DELL'ARGINE IN TERRE ARMATE

Il dimensionamento della struttura è stato condotto sulla base dei dati forniti dal cliente secondo gli Stati Limite Ultimi (SLU - SLV) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 6 – sono stati applicati coefficienti parziali ai carichi, ai parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo).

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2 (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione, verifica di Capacità Portante della Fondazione e verifica a Ribaltamento della Struttura si è utilizzato l'Approccio 2: A1+M1+R3 (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo strutturale (STR), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 2: A1+M1+R3 (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 7.11 – sono state condotte anche le verifiche in condizioni sismiche applicando i coefficienti parziali dei parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo), mentre i coefficienti parziali dei carichi sono stati posti pari ad 1.

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: M2+R2+kh±kv (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione, verifica di Capacità Portante della Fondazione e verifica a Ribaltamento della Struttura si è utilizzato l'Approccio 2: M1+R3+kh±kv (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda invece le verifiche agli SLU di tipo strutturale (STR) (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 2: M1+R3+kh±kv.

Ipotesi di calcolo:

- Comune di costruzione o coordinate topografiche: Trapani
- Vita nominale dell'opera - VN (Rif. D.M. 17/01/2018 tab 2.4.I) 100 anni
- Coefficiente d'uso – CU (Rif. D.M. 17/01/2018 tab 2.4.II) Classe III
- Categoria del Sottosuolo (Rif. D.M. 17/01/2018 tab. 3.2.II e tab. 3.2.IV) C
- Categoria Topografica (Rif. D.M. 17/01/2018 Tab. 3.2.III e Tab. 3.2.V) T2

Si è considerato agente un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa.

Per le verifiche sismiche il sovraccarico accidentale dovuto al transito di mezzi viene moltiplicato per il fattore $\psi_{2j} = 0.2$ in accordo con D.M. 17/01/2018 cap. 5.1.3.12.

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nelle seguenti tabelle ed eventualmente integrato e dettagliato nel proseguo del paragrafo. Per le altezze delle sezioni di calcolo si rimanda ai relativi tabulati ed agli elaborati grafici di progetto. A tal proposito si precisa che per la tipologia di opera e di verifica di che trattasi, cautelativamente sono stati adottati valori di alcuni parametri geotecnici inferiori rispetto a quanto riportato al paragrafo 5.1.

DATI GEOTECNICI	Terreno in sito	$\gamma_1 = 19 \text{ kN/m}^3$	$\phi_1 = 20^\circ$	$c'_1 = 28 \text{ kPa}$
	Rifiuto	$\gamma_2 = 10 \text{ kN/m}^3$	$\phi_2 = 21^\circ$	$c'_2 = 8 \text{ kPa}$
	Rilevato	$\gamma_3 = 18 \text{ kN/m}^3$	$\phi_3 = 25^\circ$	$c'_3 = 20 \text{ kPa}$
CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI	Dinamico	20 kPa (4 kPa in condizioni sismiche)		
	Sismico	Kh = 0,061 Kv = 0,031		

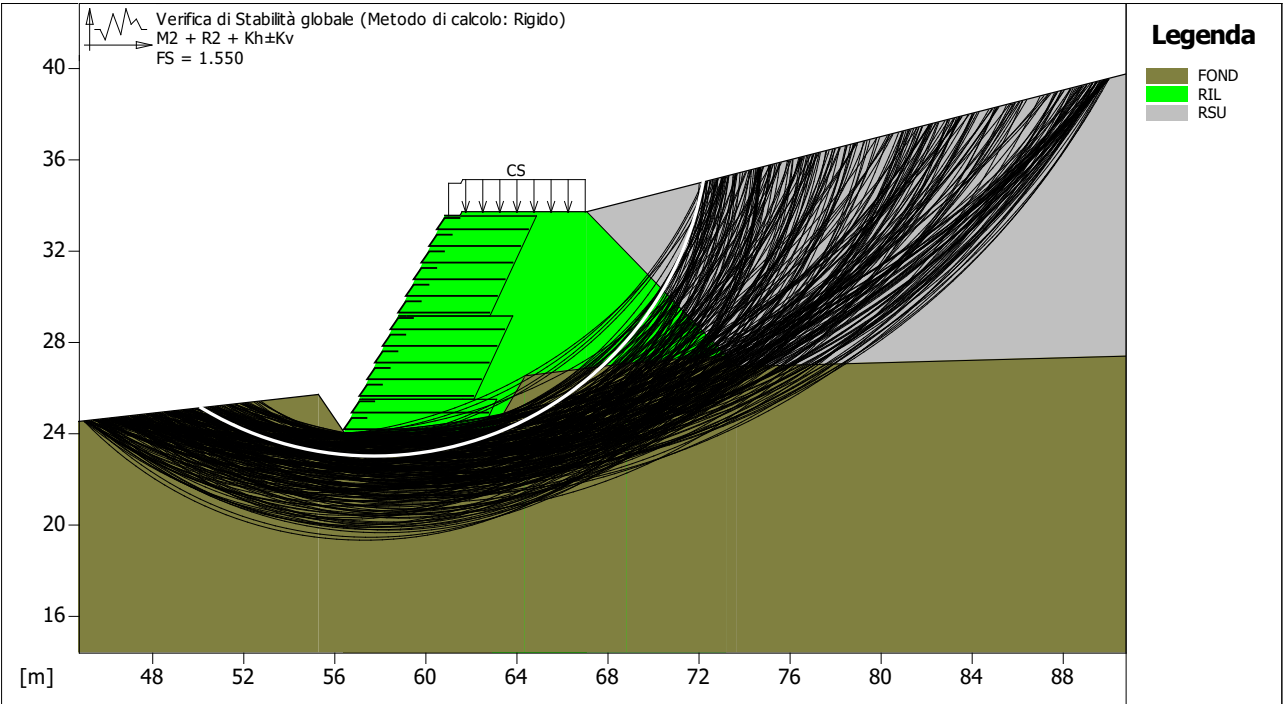
La veridicità dei dati geotecnici in fase esecutiva deve essere verificata attraverso prove di laboratorio e di cantiere. Sarà compito della DD.LL. verificare che i materiali posti in opera corrispondono a quelli di progetto, al fine di assicurare, nella costruzione dei rilevati, i coefficienti di sicurezza previsti. La verifica di stabilità globale è a cura del progettista

Le sezioni verificate secondo la combinazione più gravosa per il dimensionamento sono:

- | | |
|--------------|----------------|
| 1) Sezione 4 | Hmuro = 9.49 m |
| 2) Sezione 5 | Hmuro = 7.30 m |
| 3) Sezione 9 | Hmuro = 0.73 m |

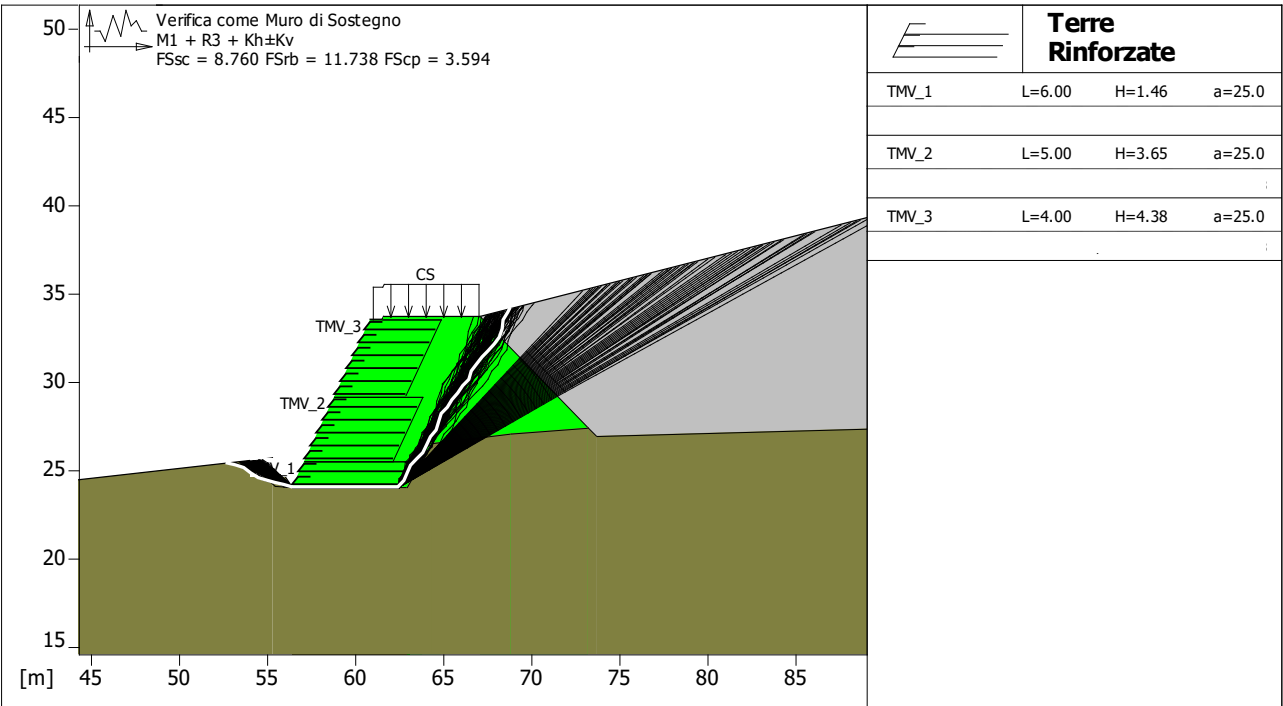


SEZIONE 4 – sisma presente - verifica di stabilità globale – $F_{min} = 1.550$

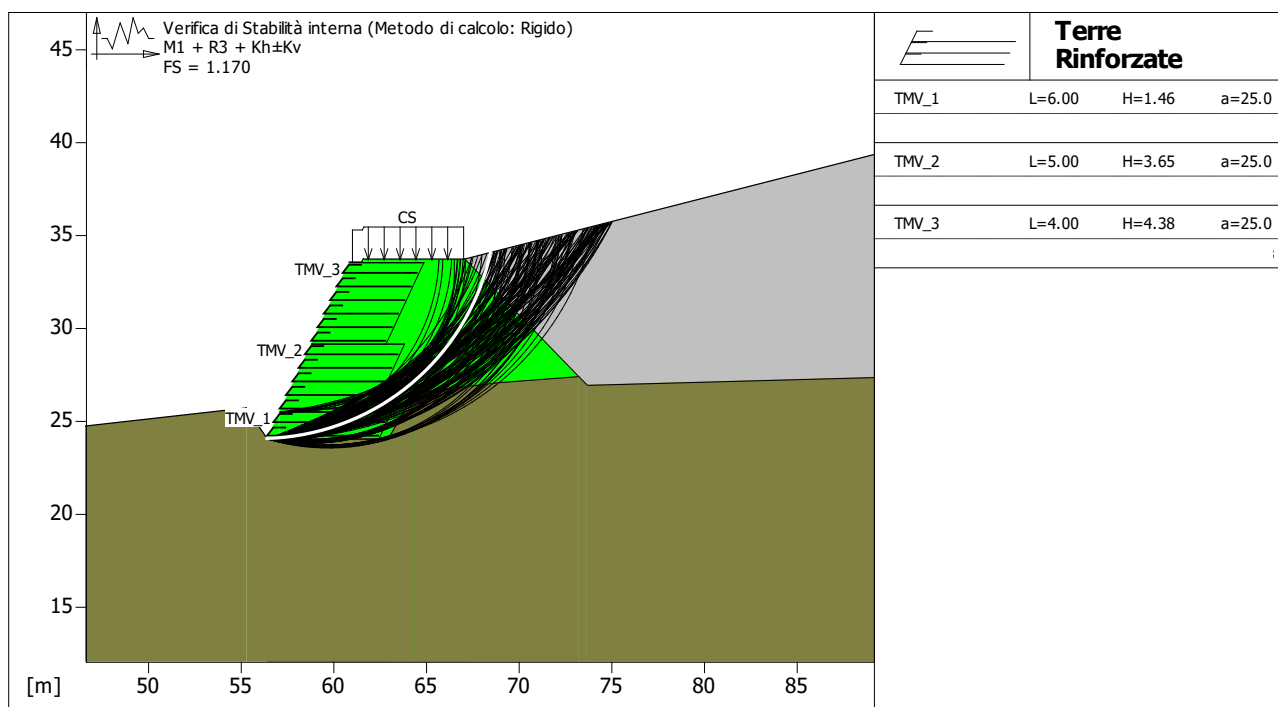


SEZIONE 4 – sisma presente - verifica come muro di sostegno

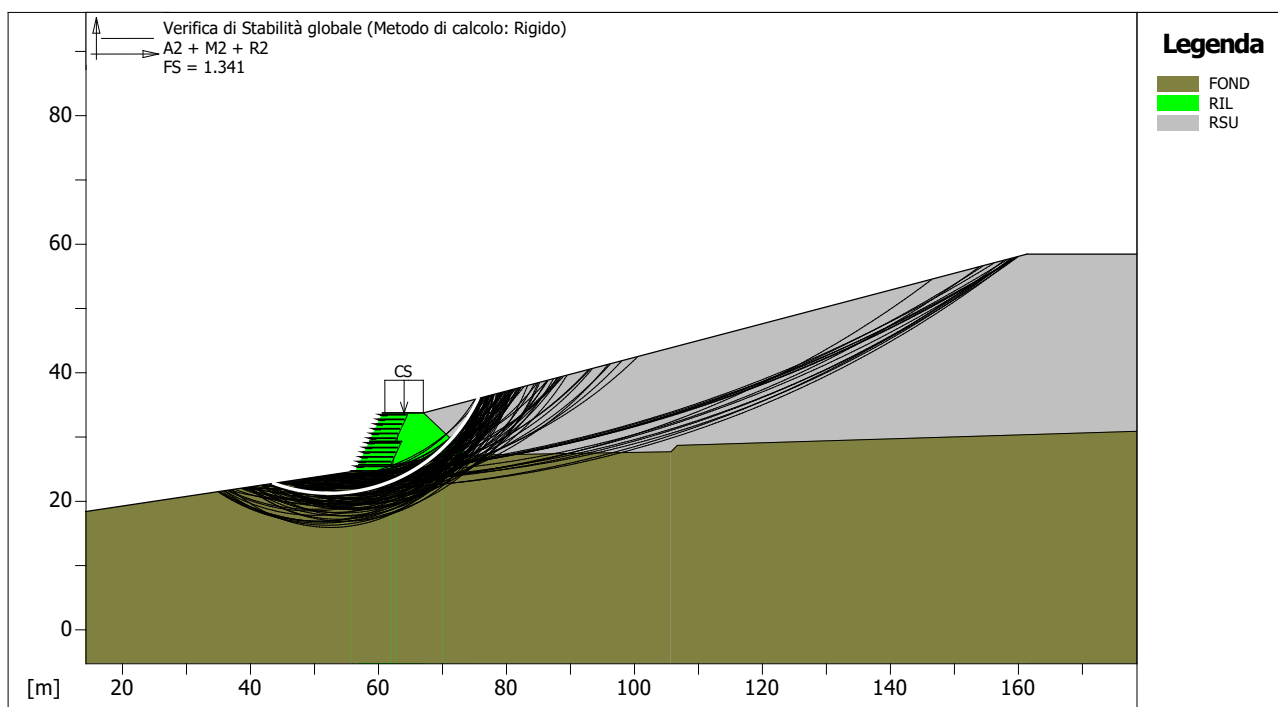
$F_{scorrimento} = 8.760$ – $F_{ribaltamento} = 11.738$



SEZIONE 4 – sisma presente - verifica stabilità interna – $F_{min} = 1.170$

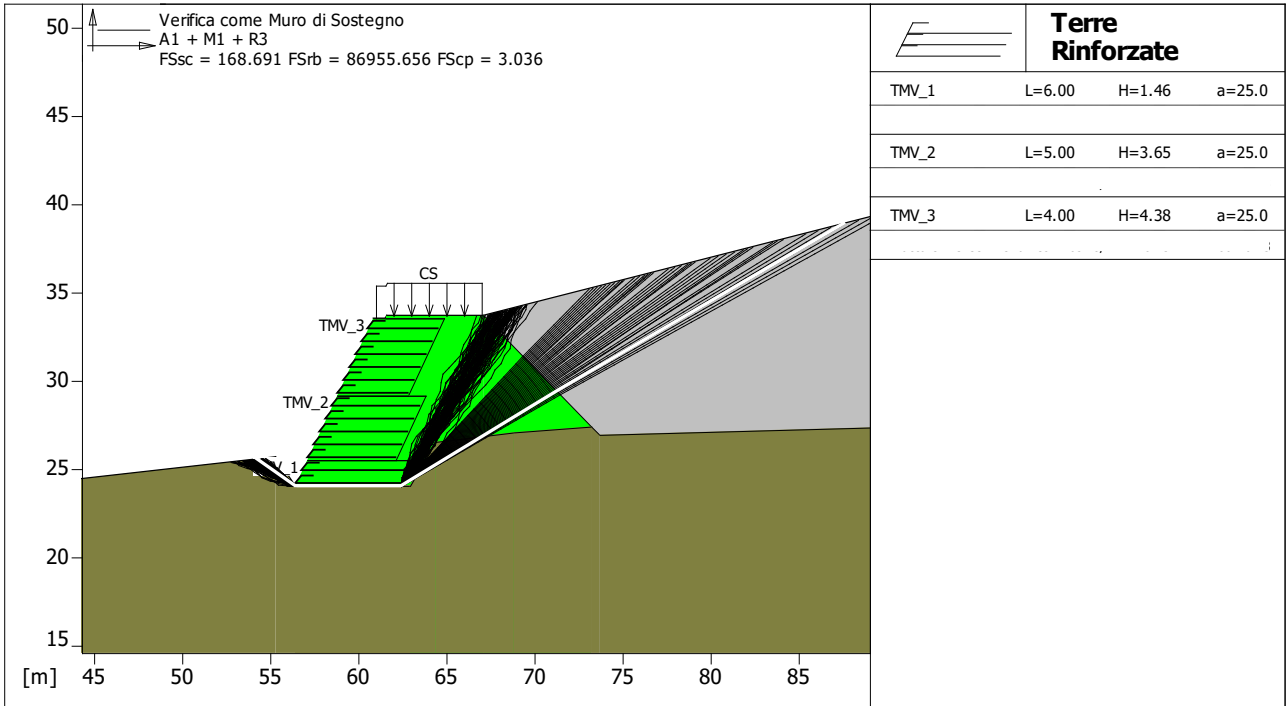


SEZIONE 4 – sisma assente - verifica di stabilità globale – $F_{min} = 1.341$

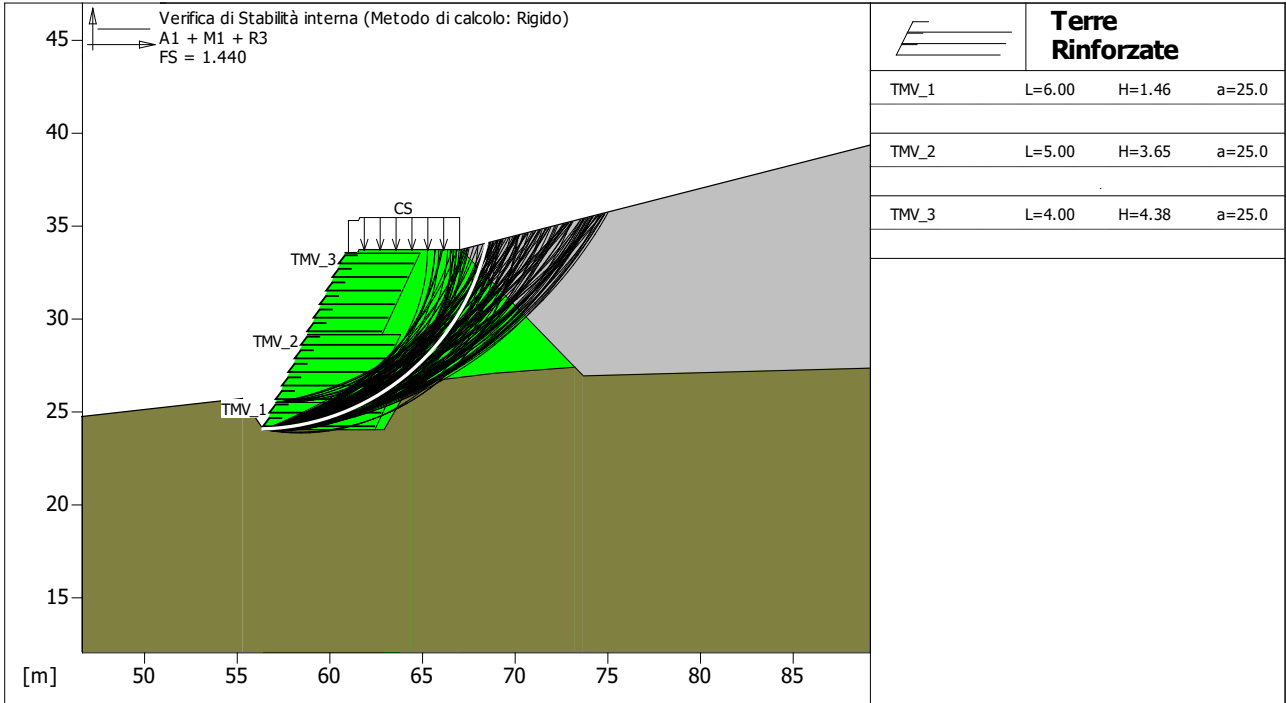


SEZIONE 4 – sisma assente - verifica come muro di sostegno

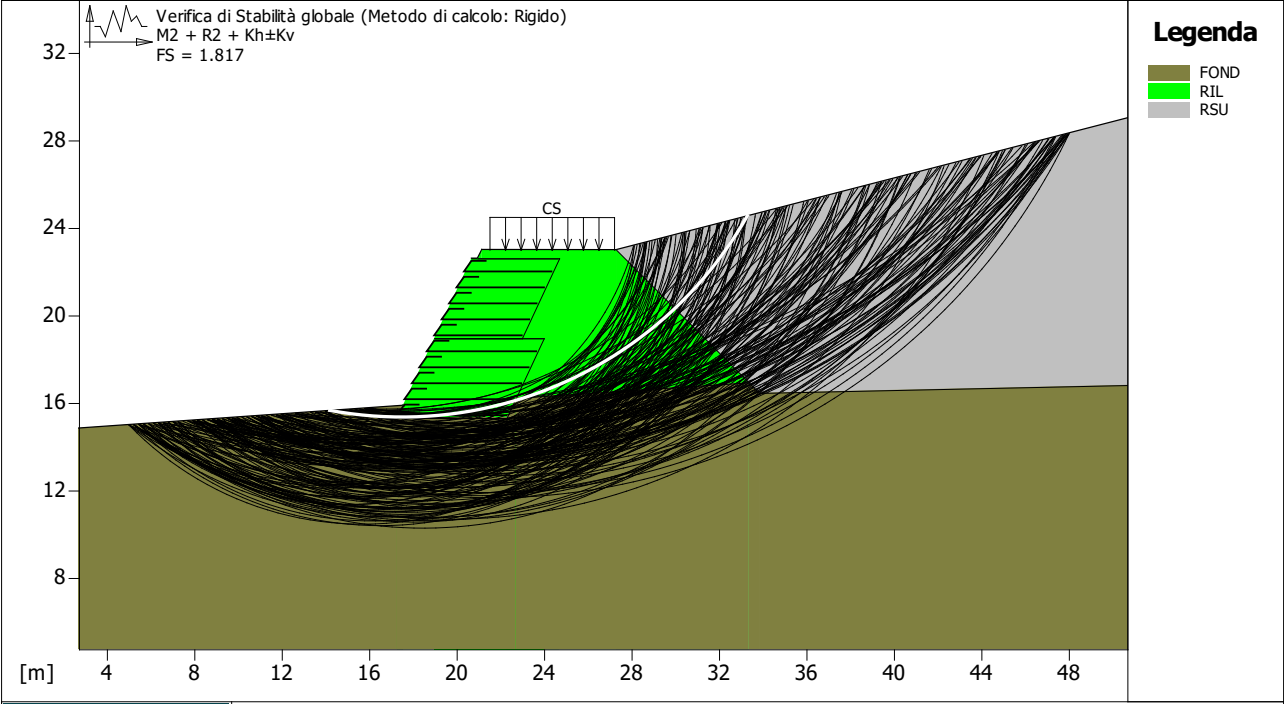
Fscorrimanto > 100 – Fribaltamento >100



SEZIONE 4 – sisma assente - verifica stabilità interna – Fmin = 1.440

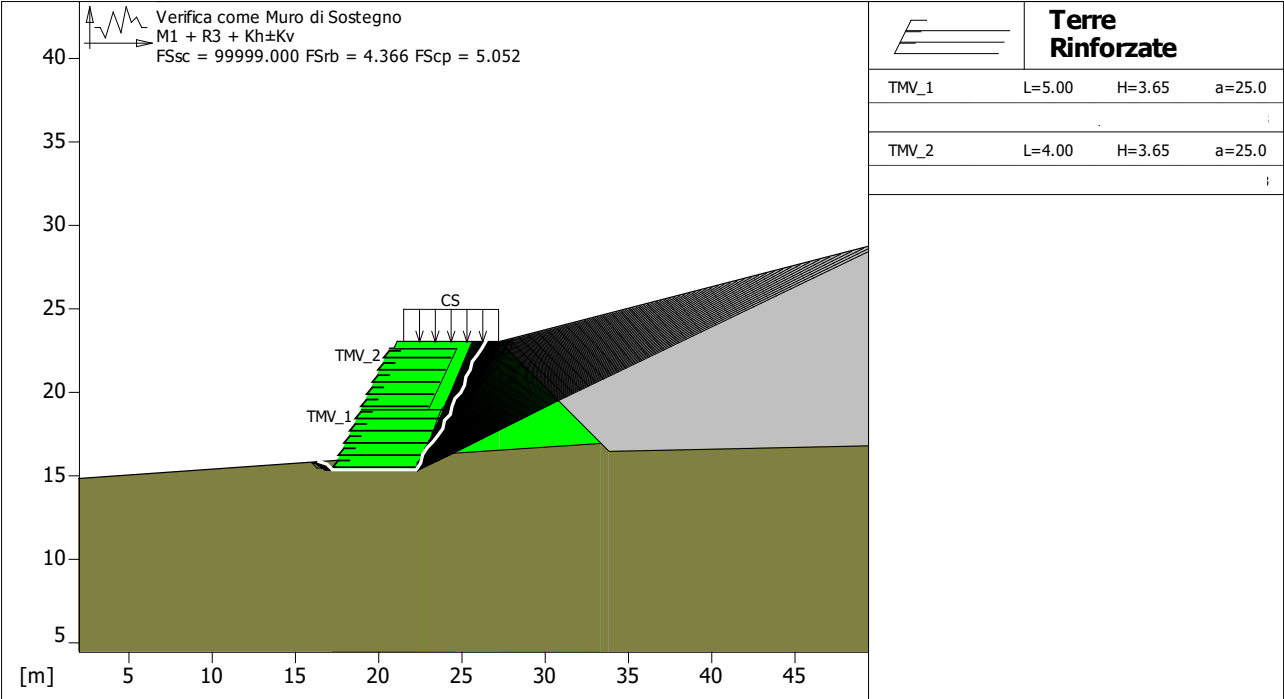


SEZIONE 5 – sisma presente - verifica di stabilità globale – $F_{min} = 1.817$

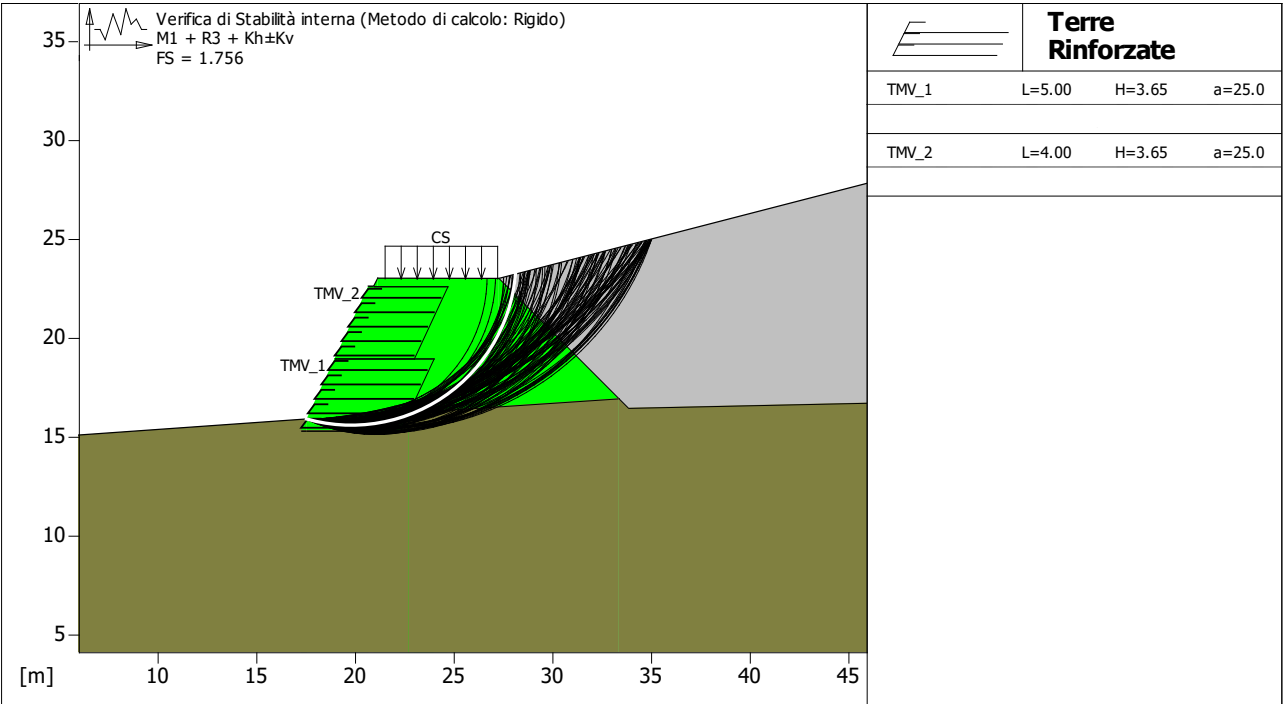


SEZIONE 5 – sisma presente - verifica come muro di sostegno

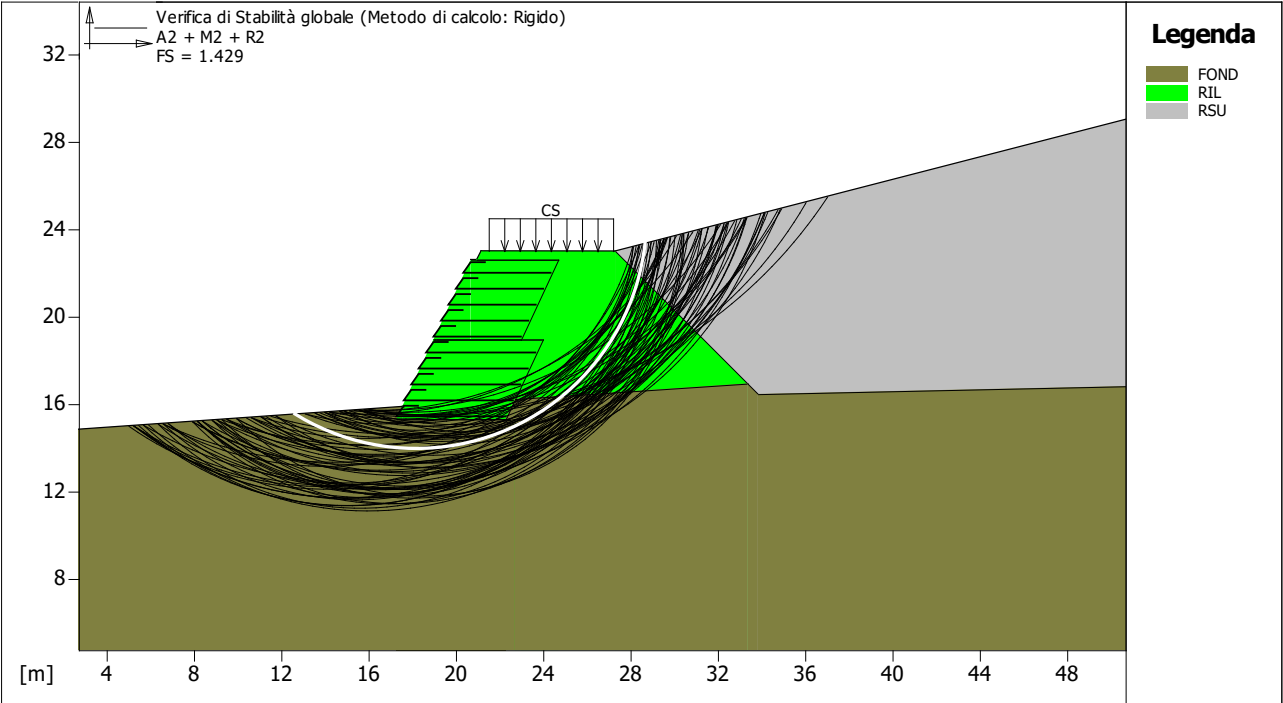
$F_{scorrimento} > 100$ – $F_{ribaltamento} > 100$



SEZIONE 5 – sisma presente - verifica stabilità interna – Fmin = 1.756

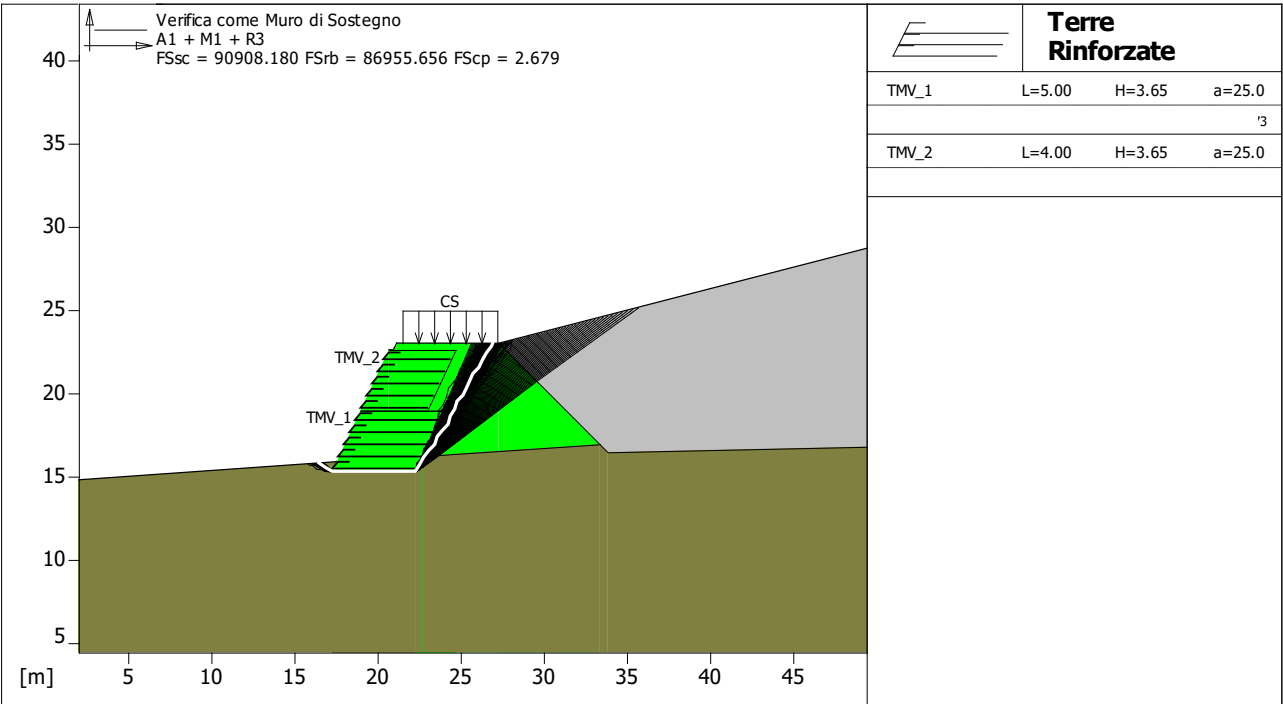


SEZIONE 5 – sisma assente - verifica di stabilità globale – Fmin = 1.429

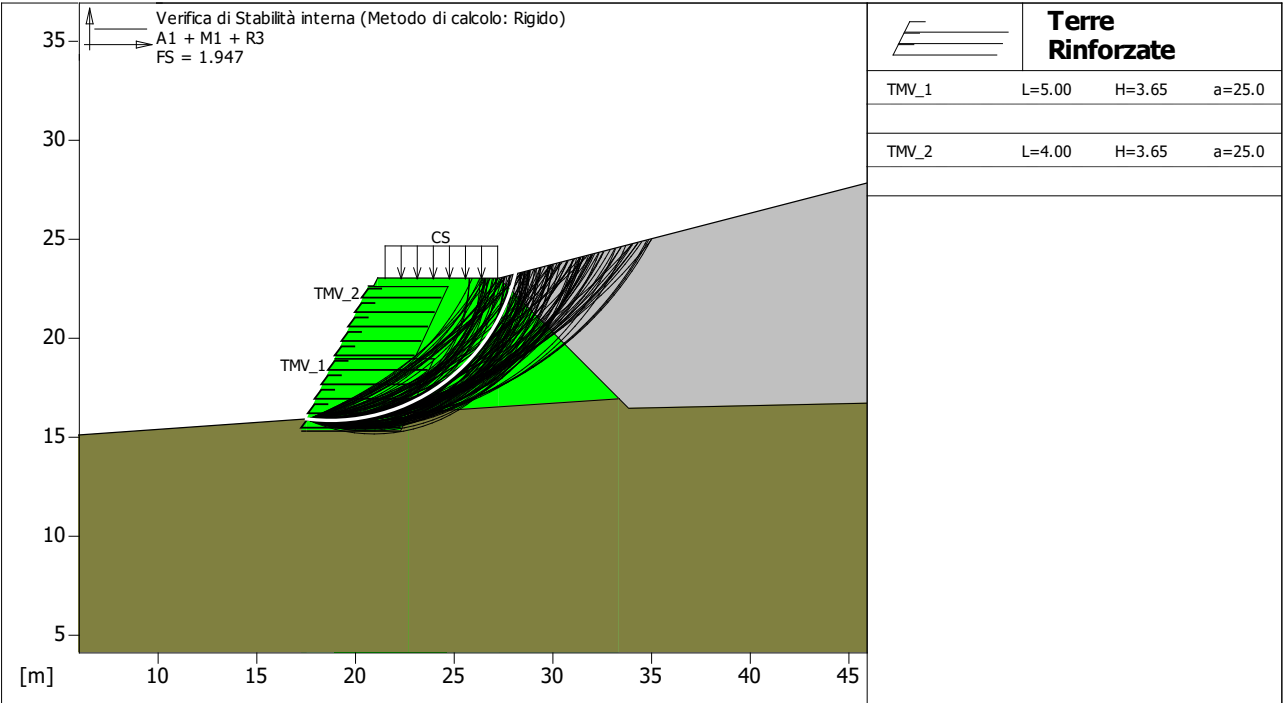


SEZIONE 5 – sisma assente - verifica come muro di sostegno

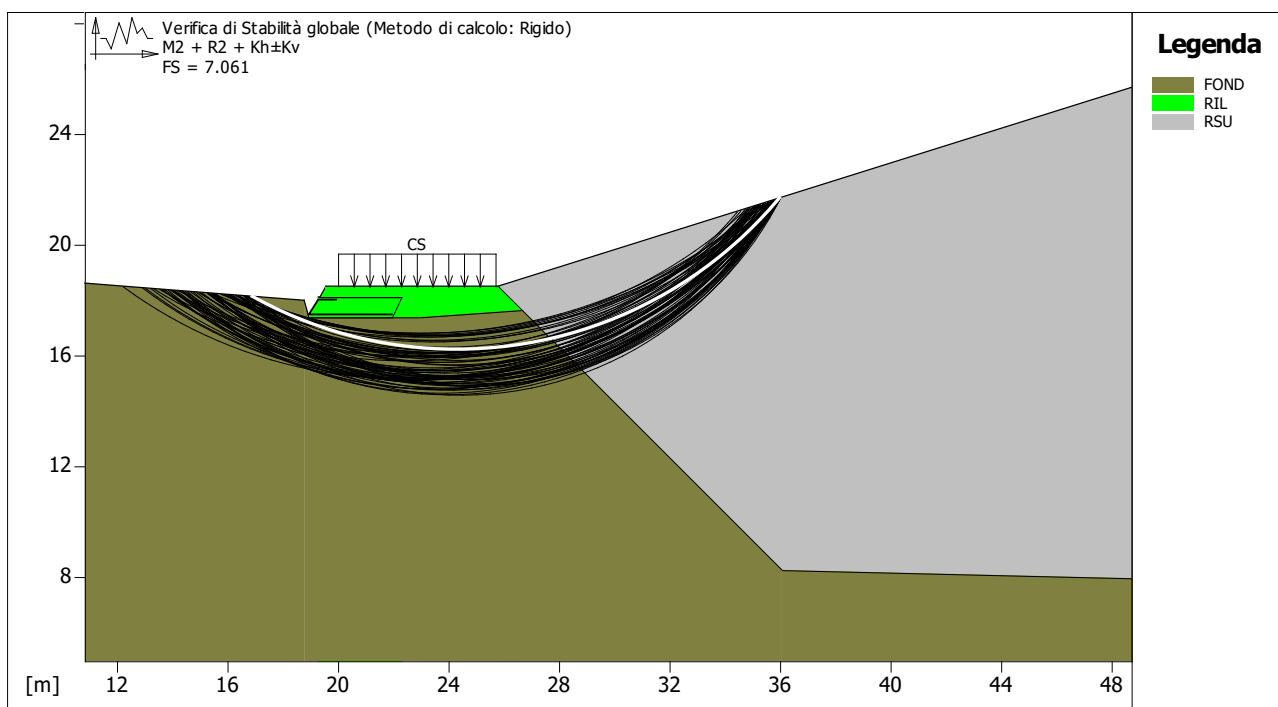
Fscorrimanto > 100 – Fribaltamento >100



SEZIONE 5 – sisma assente - verifica stabilità interna – Fmin = 1.947

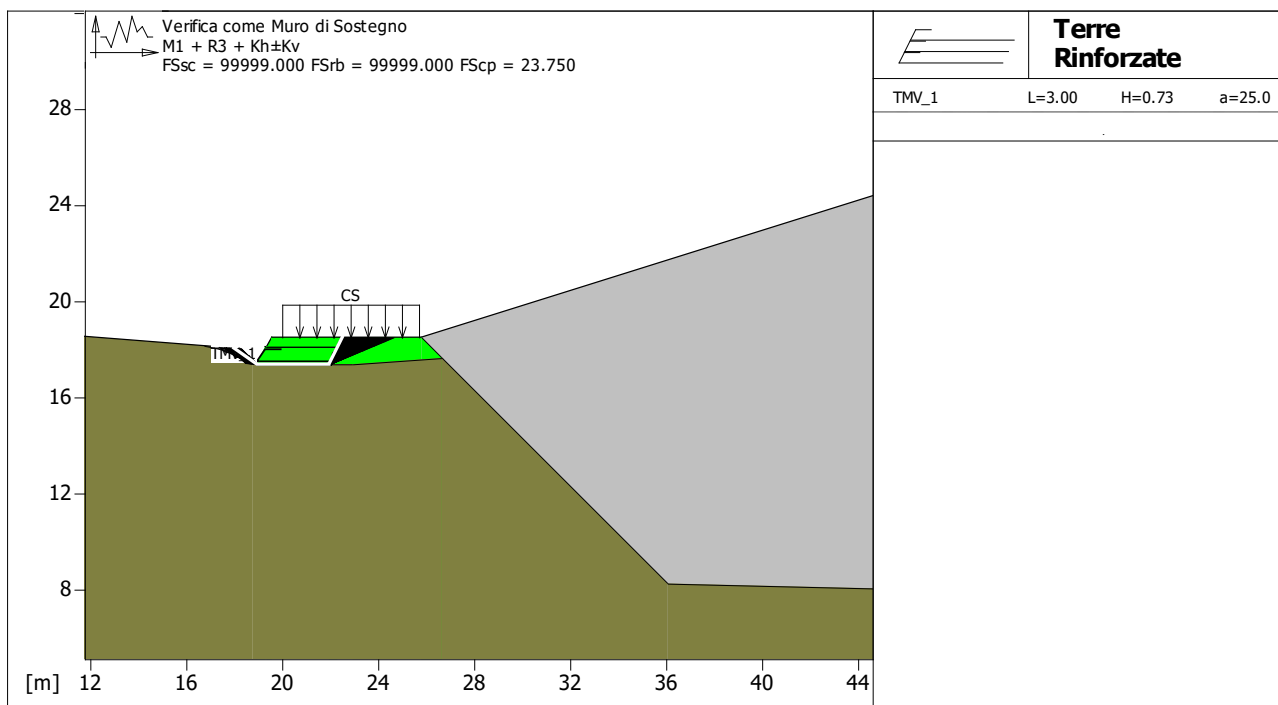


SEZIONE 9 – sisma presente - verifica stabilità interna – $F_{min} = 7.061$

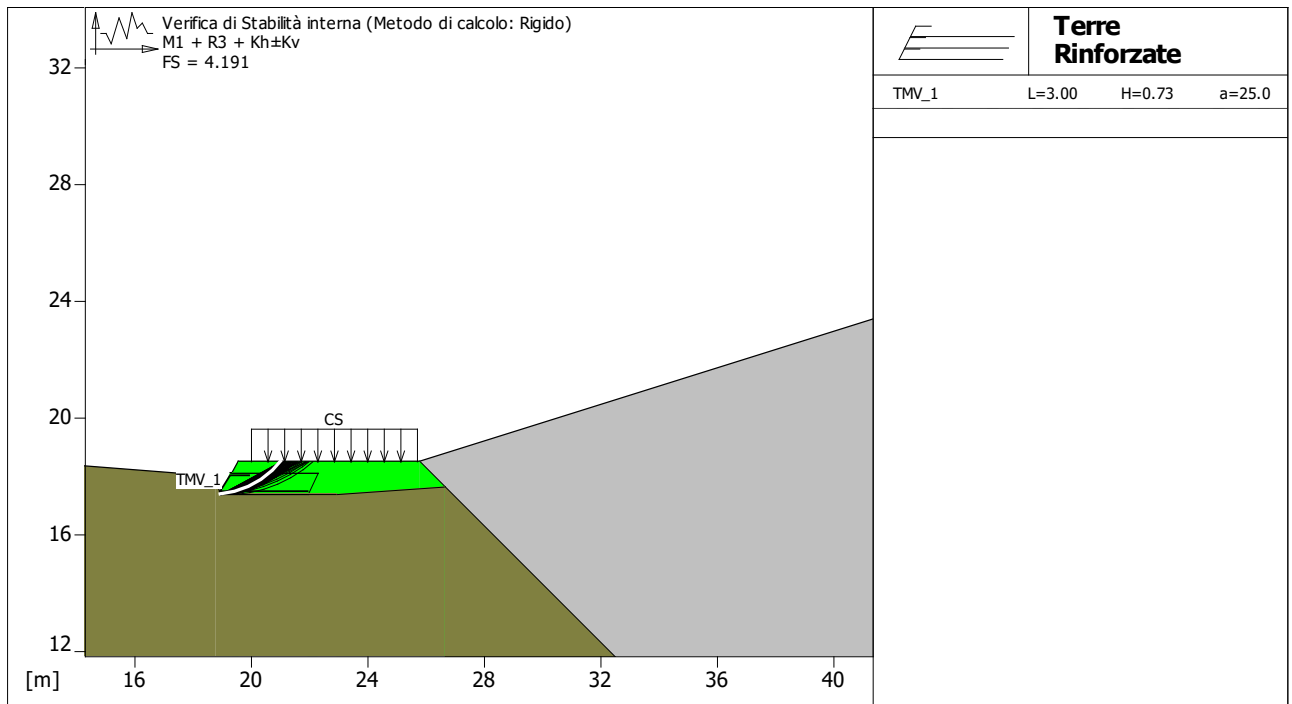


SEZIONE 9 – sisma presente - verifica come muro di sostegno

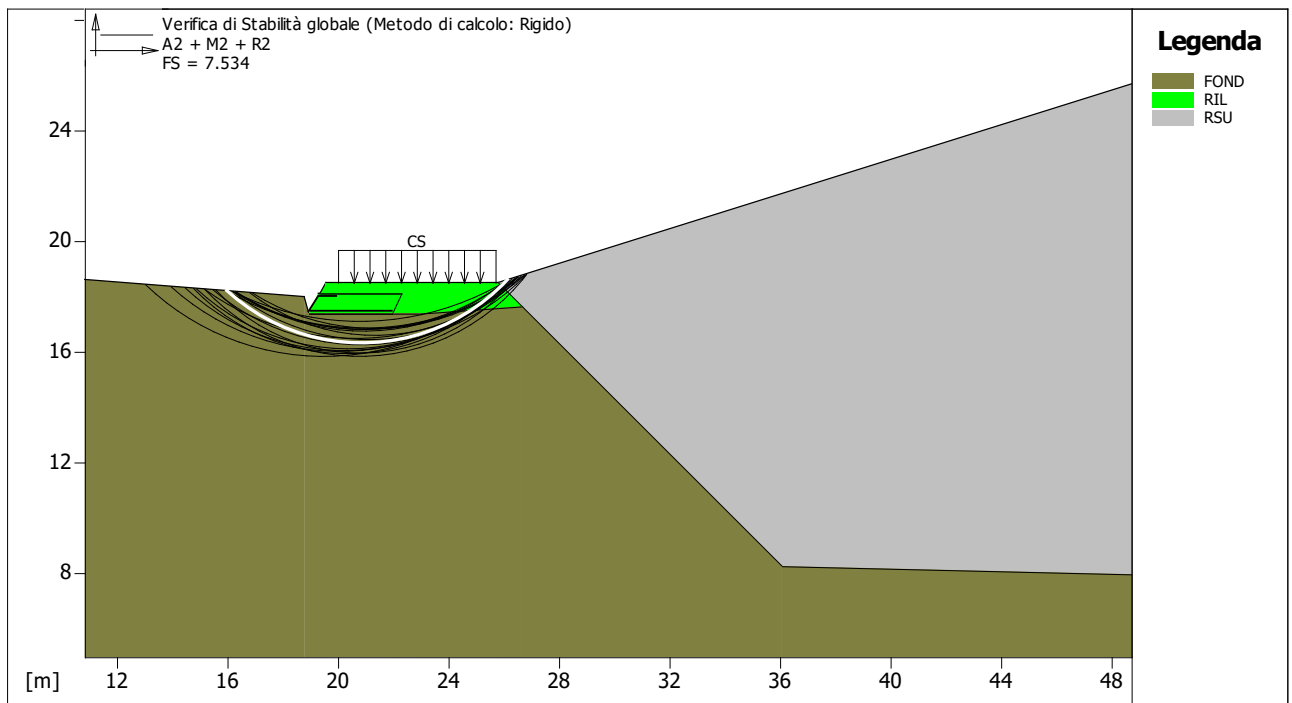
$F_{scorrimanto} > 100$ – $F_{ribaltamento} > 100$



SEZIONE 9 – sisma presente - verifica di stabilità globale – $F_{min} = 4.191$

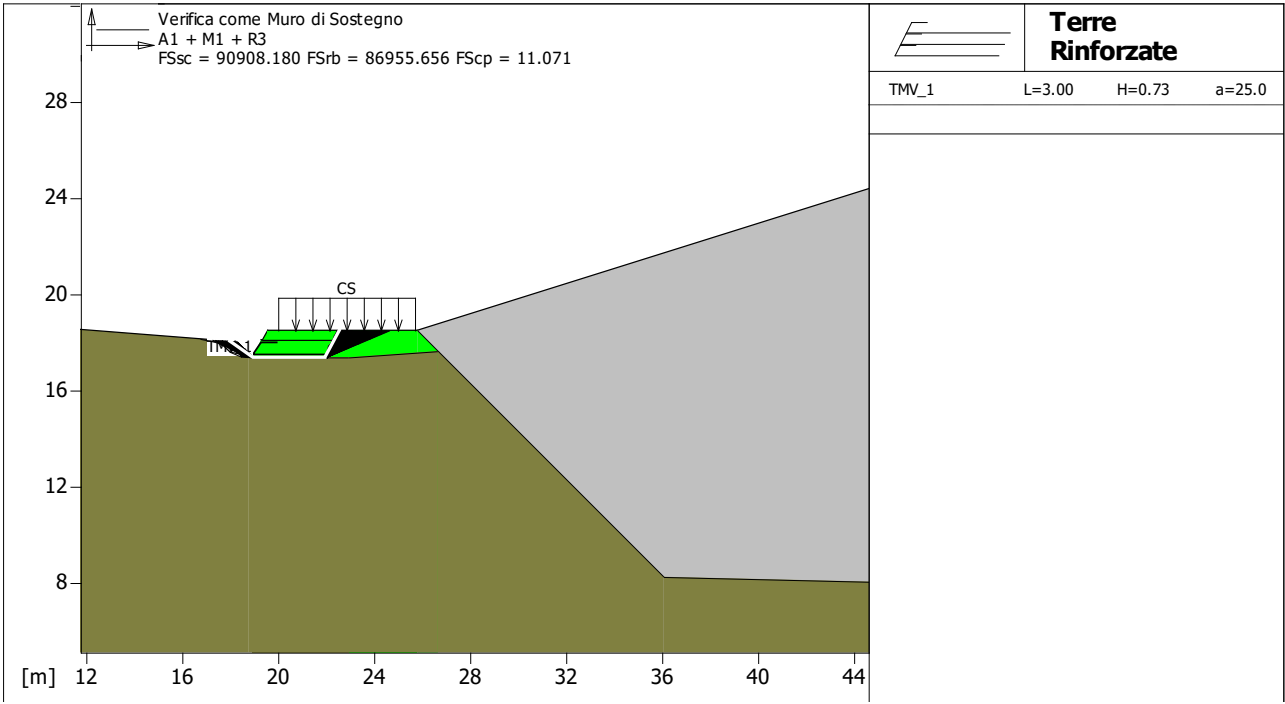


SEZIONE 9 – sisma assente - verifica stabilità interna – $F_{min} = 7.534$

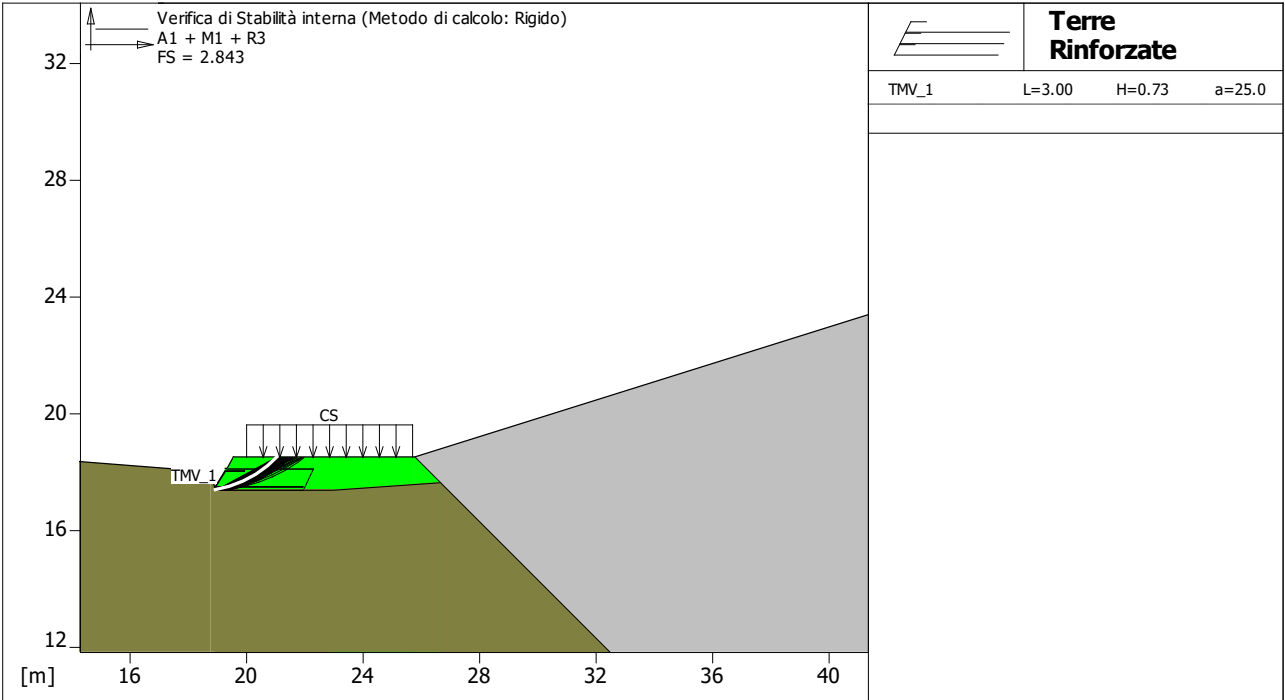


SEZIONE 9 – sisma assente - verifica come muro di sostegno

Fscorrimanto > 100 – Fribaltamento > 100



SEZIONE 9 – sisma assente - verifica di stabilità globale – Fmin = 2.843



Dai tabulati si evince che il valore del coefficiente di sicurezza è sempre maggiore di quelli definiti dalle NTC 2018.

7.7 CALCOLO DELLA PORTANZA DEL RILEVATO ARTIFICIALE A VALLE DELLA VASCA

A monte della vasca è presente un rilevato artificiale in corrispondenza del quale verranno realizzate le opere impiantistiche per la gestione della discarica, nonché per la raccolta del percolato.

A tal proposito si precisa che il rilevato artificiale dovrà essere realizzato secondo tecniche tali da garantire le seguenti caratteristiche minime, in analogia con quanto già precisato nel precedente capitolo per l'argine di valle:

TERRENO RIL FOND

“Rilevato artificiale per il piazzale di servizio alla discarica”

TERRENO RIL FOND

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	18,50
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	19,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	20
Coesione drenata c' (kN/m²)	10
Costante di Winkler (kg/cm³)	2,40

Il rilevato di fondazione, realizzato in scavo, avrà uno spessore di almeno 2,00 m e sarà comunque tale da eliminare la presenza dei terreni superficiali.

Ai fini della verifica strutturale e geotecnica della fondazione superficiale della vasca di raccolta del percolato si riporta di seguita il calcolo della portanza del terreno di fondazione.

La verifica è stata condotta calcolando la portanza unitaria (al metro quadrato) massima del terreno e confrontandola con il carico massimo puntuale derivante dall'analisi strutturale della vasca antincendio che insiste sul rilevato.

Dalla seguente verifica si desume il valore di portanza del terreno di fondazione risulta essere pari a 322,36 kN/m², ben maggiore rispetto ai valori massimi di tensione scaricata dalla platea di

fondazione, pari al 67 kN/m² (si rimanda alla relazione di calcolo da cui è stato desunto tale valore). In particolare il coefficiente di sicurezza è pari a circa F = 4,80, ben maggiore rispetto ai limiti imposti dalla normativa NTC 2018.

$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 0,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 10,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 20,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3,00 \quad (\text{m})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 6,40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 14,83$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 5,39$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,43$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,36$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,60$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,50$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,50$$

$$m = 1,50 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione
nastriiforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in
tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

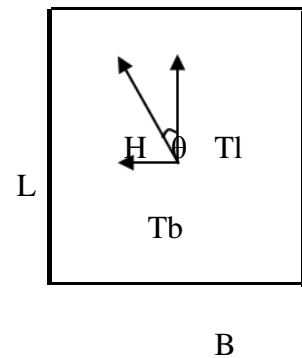
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,32$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,37$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 322,36 \quad (\text{kN/m}^2)$$