

ECOINERTI S.R.L.

**PROCEDIMENTO DI V.I.A EX POST E V.INC.A, FINALIZZATE ALLA COMPATIBILITÀ
IDROGEOLOGICA DEL SITO DI CONFERIMENTO E TRATTAMENTO DI INERTI NON
PERICOLOSI SITO IN LOCALITÀ “CANDIAZZUS”**



**STUDIO DI COMPATIBILITÀ PER LA VERIFICA SULLA SICUREZZA DEI
VERSANTI PERIMETRALI DEL SITO DI RACCOLTA DELLA DISCARICA
CANDIAZZUS**

*Dott. Geol. Franco Cherchi
via Malpighi 1
Cell. 3312494133
e-mail: francocherchi2015@gmail.com*

*Dott. Ing. Andrea Tonelli
Via Liguria n 39 - Carbonia
Cell 3479638193
e-mail: andrea.tonelli5@ingpec.eu*

MARZO 2024

INDICE

1 - PREMESSA.....	3
2 - LOCALIZZAZIONE DEL SITO.....	3
3 - INQUADRAMENTO MORFOLOGICO	4
4 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	5
4.1 - Geologia di dettaglio	7
5 - AZIONE SISMICA E PARAMETRI ASSEGNATI	8
5.1 - Vita nominale	8
5.2 - Classe d'uso	8
5.3 - Periodo di riferimento per l'azione sismica	9
5.4 - Classificazione sismica.....	9
5.5 - Localizzazione geografica	9
5.6 - Pericolosità sismica del sito.....	9
5.7 - Stati limite e relative probabilità di superamento	10
5.8 - Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	11
5.9 - Classe di duttilità.....	12
5.10 - Tipologia strutturale	12
5.11 - Fattore di struttura.....	12
5.12 - Risultati delle componenti orizzontali e verticali	12
6 - GENERALITA' SULLA STABILITA' DEI VERSANTI.....	13
6.1 - Analisi dei versanti in roccia.....	13
6.2 - Fattori predisponenti e determinanti i fenomeni di instabilità	15
6.3 - Cinematismi delle masse rocciose instabili	15
6.3.1 - <i>Scivolamento planare</i>	15
6.3.2 - <i>Toppling (ribaltamento)</i>	16
6.3.3 - <i>Scivolamento di cunei rocciosi</i>	16
6.3.4 - <i>Crollo</i>	17
6.3.5 - <i>Caduta di massi per cedimento del giunto</i>	17
7 - ANALISI GEOMECCANICA DEL SITO DI CANDIAZZUS	18
7.1 - Classificazione degli ammassi rocciosi.....	18
7.1.1 - <i>Classificazione di Bieniawski</i>	18
7.2 - Caratteristiche geotecniche della roccia	22
8 - VERIFICHE DI STABILITA'	22
8.1 - Classificazione dell'ammasso roccioso della Stazione 1	23
8.1.1 - <i>Classificazione dell'ammasso roccioso</i>	24
8.1.2 - <i>Calcolo dei parametri geotecnici</i>	26
8.2 - Stazione 2	27
8.2.1 - <i>Classificazione dell'ammasso roccioso</i>	27
8.2.2 - <i>Calcolo dei parametri geotecnici</i>	29
8.3 - Stazione 3	31
8.3.1 - <i>Classificazione dell'ammasso roccioso</i>	31
8.3.2 - <i>Calcolo dei parametri geotecnici</i>	33
9 - ANALISI STABILITA' DEI FRONTI LAPIDEI NON FRATTURATI	34
9.1 - Parametri geotecnici	35
9.2 - Analisi e verifica del fronte della Stazione 4	40
9.2.1 - <i>Classificazione dell'ammasso roccioso</i>	40
9.2.2 - <i>Riepilogo report di calcolo St4</i>	42
9.3 - Analisi e verifica del fronte della Stazione 5	45
9.3.1 - <i>Classificazione dell'ammasso roccioso</i>	45
9.3.2 - <i>Riepilogo report di calcolo St5</i>	47
10 - CONCLUSIONI	51

1 - PREMESSA

In riferimento ai pareri e alle osservazioni, già trattate in sede di conferenza istruttoria del 12 ottobre 2023 del procedimento di V.I.A. ex post e V.Inc.A. di cui si riporta di seguito lo stralcio:

“Ai sensi dell’art.20 co.2 delle norme di attuazione del PAI si chiede lo studio di compatibilità per la verifica sulla sicurezza dei versanti perimetrali del sito di raccolta, finalizzata all’eventuale realizzazione di sistemi di trattenuta delle frane (art.18 e 19 del NTA del PAI)”, è stato affidato allo scrivente l’incarico per la predisposizione di uno studio di compatibilità per la verifica dei versanti del sito di conferimento, secondo la finalità succitata.

2 - LOCALIZZAZIONE DEL SITO

L’area a cui si riferisce il presente studio si estende, nel territorio del comune di Iglesias.

In particolare si identifica nella Carta Topografica d’Italia alla scala 1:25.000, Foglio 555 SEZ. I – Iglesias (Figura 1). Nel dettaglio l’area in studio è situata a circa 2 Km a Nord-Ovest dal centro abitato di Iglesias ed è compresa nella Carta Tecnica Regionale Numerica in scala 1:10.000, Sezione n. 555070 (Figura 2).

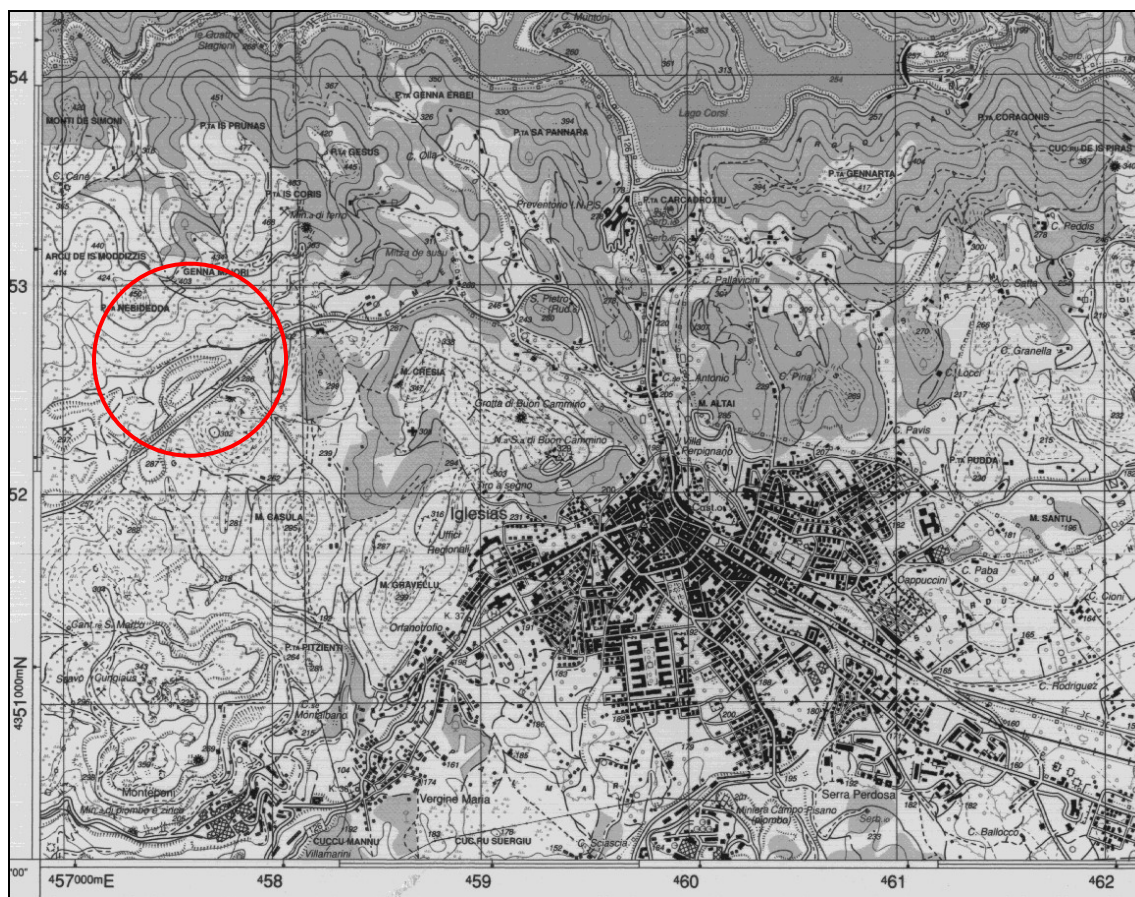


Figura 1 – Stralcio del foglio I.G.M.I. n° 555 Sez. I - Iglesias con ubicazione dell’area oggetto di studio (cerchio rosso)



Figura 2 – Stralcio della Carta Tecnica Regionale Numerica in scala 1:10.000 Sezione n. 555070 con ubicazione dell'area oggetto di studio (cerchio rosso)

3 - INQUADRAMENTO MORFOLOGICO

Il territorio circostante della zona in esame è caratterizzato da rilievi di tipo collinare con cime oscillanti intorno ai 450 m s.l.m. (Arcu de Moddizzis 440 m e Punta Nebidedda 448 m che sovrastano lo scavo oggetto di studio e Genna Maiori 425 m, ubicato a circa 500 m a Nord-Est rispetto allo scavo) che rappresentano le cime più alte della dorsale degradante verso Sud in coincidenza della strada provinciale S.P. N. 84 comunemente nota come la circonvallazione Nord di Iglesias.

Lo scavo prodotto dalla coltivazione a cielo aperto ha modificato la morfologia originaria producendo una fossa aperta, orientata Nord/Est-Sud/Ovest per una lunghezza di circa 350 m e una larghezza massima di circa 100 lungo una piccola vallecchia naturale. L'area mostra una varietà di forme legate ai diversi tipi litologici presenti con rilievi appena accentuati nelle arenarie mentre, le rocce calcaree hanno forme più aspre e accentuate.

I suddetti rilievi paleozoici sono stati e sono tutt'ora modellati da processi di erosione che ne hanno parzialmente raddolcito la morfologia originaria, specie nei tratti a maggiore acclività e privi di vegetazione. Questi intensi processi erosivi sono stati generati dalla corruzione superficiale sotto forma di ruscellamento che ha prodotto sulla superficie del suolo solchi e scolatori. Nell'intorno dello scavo, oltre ai processi dovuti alle acque superficiali, è importante ricordare quelli dovuti alla forza di gravità, che hanno determinato da un lato fenomeni franosi e dall'altro il verificarsi dell'accumulo di coltri di detrito di falda nelle vallecchie e nei canali.

L'unità morfologica che insiste intorno allo scavo è costituita dalle litologie carbonatiche-dolomitiche cambriche che formano una cornice, evolutasi dal punto di vista geomorfologico ad opera di processi gravitativi e di erosione selettiva. A questa evoluzione ha contribuito anche la intensa tettonica, disgiuntiva e compressiva che, producendo notevoli dislocamenti, soprattutto ai margini della massa calcarea, ha determinato il verificarsi di fenomeni franosi.

Un'altra unità morfologica presente nell'area è costituita da litologie scistose e occupa la parte Ovest dello scavo nell'ambito della valle di San Giorgio, inoltre è presente anche l'Unità morfologica delle Arenarie che occupa posizioni limitrofe (Nord-Est) rispetto alla valle citata.

Infine, i depositi quaternari sono costituiti da materiale di accumulo proveniente dai rilievi paleozoici. Questi depositi degradano con leggera inclinazione verso il fondovalle. In genere i suoli sono poco profondi e vi è una notevole componente grossolana, in cui avviene una continua asportazione e perdita di materiali terrosi.

4 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO

I terreni affioranti nell'area sono ascrivibili in gran parte a formazioni paleozoiche del cambriano e ordoviciano.

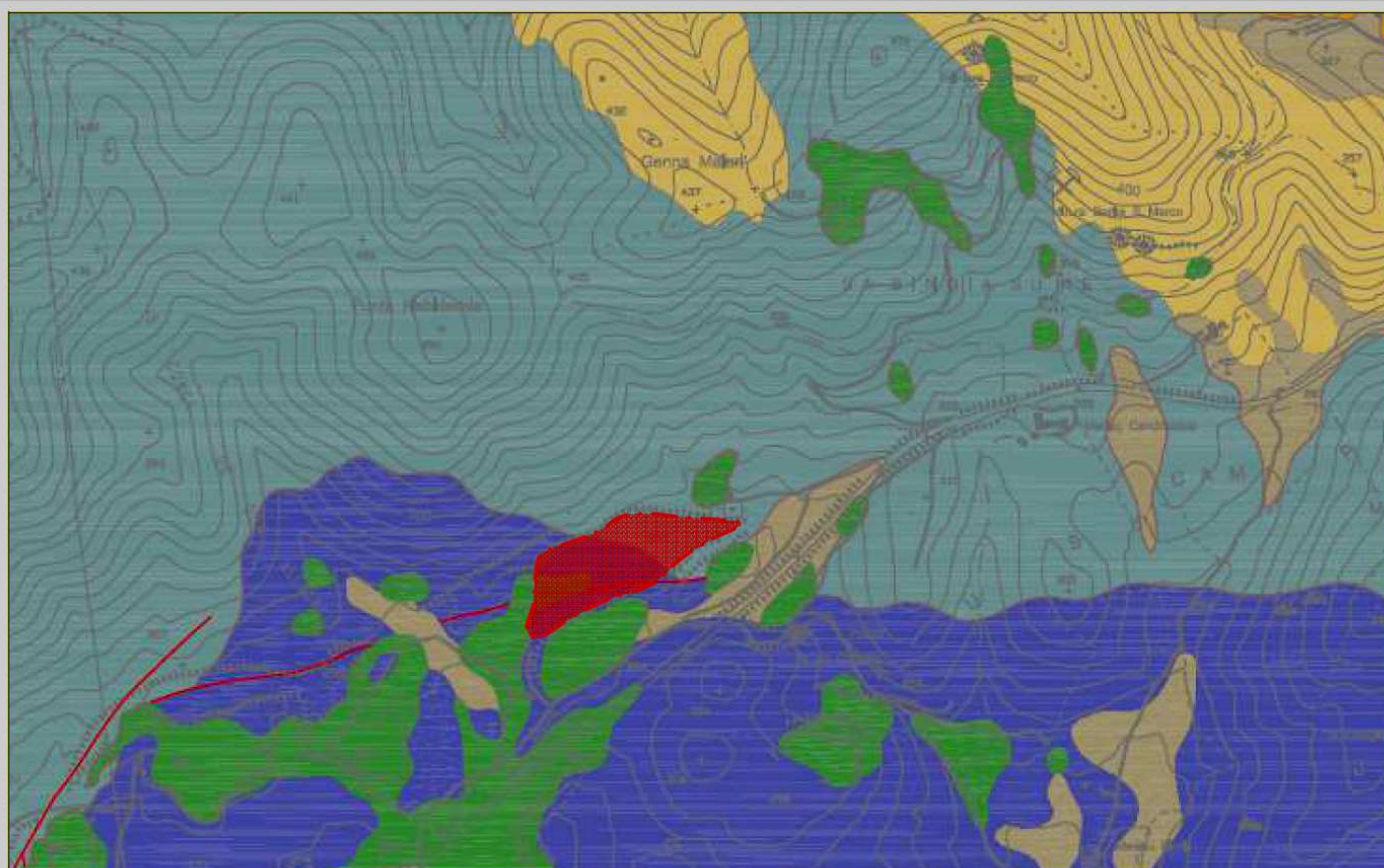
Dal basso verso l'alto sono identificabili le seguenti gruppi:

- a) *Gruppo di Nebida*;
- b) *Gruppo di Gonnese*;
- c) *Gruppo di Iglesias*.

Il Gruppo di Nebida (800 m) è suddiviso in *Formazione di Matoppa* e *Formazione di Punta Manna* (Pillola, 1994). Quella di Matoppa è la formazione geologica più antica che mai sia stata datata su basi paleontologiche in Sardegna ed in Italia ed è costituita essenzialmente da sedimenti marini terrigeni con subordinate intercalazioni carbonatiche. L'ambiente deposizionale della Formazione di Nebida è costituito da un fronte deltizio orientato verso E-SE e caratterizzato, nelle aree più protette, da piccole scogliere ad archeociati. Direttamente in successione fa seguito la Formazione di Punta Manna, formata alla base da un "orizzonte oolitico". Questo orizzonte, visibile per chilometri, presenta caratteri litologici e sedimentologici abbastanza costanti in tutta la Sardegna sud-occidentale, mettendo in evidenza un cambiamento delle condizioni ambientali di deposizione. L'ambiente deposizionale è di tipo lagunare (Carmignani et al., 1982), e caratterizzato da un'alternanza di apporto terrigeno con la sedimentazione carbonatica e con anche il contributo di organismi provenienti dal mare aperto sempre comunque poco profondo. La formazione di Nebida è presente a circa 500 metri a Est dello scavo dove si scorge il contatto stratigrafico e tettonico con la Formazione di Gonnese, con direzione N30-40E che prosegue Nord decorrendo a circa 1.500 m dallo scavo, con direzione Ovest-Est.

Il Gruppo di Gonnese (500-700 m) era invece conosciuto fino a qualche anno fa anche come Formazione di Gonnese e denominato in passato il "*Metallifero*" (Auct.) in quanto principale sede dei giacimenti piombo-zinciferi. Con esso terminano gli apporti marini terrigeni nella piattaforma epicontinentale cambriana che lasciano il posto ad una sedimentazione carbonatica. Le formazioni carbonatiche danno un'impronta molto suggestiva al paesaggio, dominato da rilievi arrotondati ma caratterizzati da valli piuttosto incise che danno luogo a rotture di pendio e scarpate quasi verticali. In questo gruppo sono state distinte due formazioni geologiche (Pillola, 1994) che dal basso verso l'alto sono la *Formazione di Santa Barbara* e la *Formazione di San Giovanni*. La Formazione di Santa Barbara comprende le classiche facies della *Dolomia Rigata* alla base e della *Dolomia Grigia* alla sommità. La prima è indicativa di un ambiente di deposizione per lo più arido e caldo con associati aree di ambiente evaporitico e periodi di emersione, questi ultimi messi in evidenza da livelli ad ossidi ed idrossidi di ferro. La Dolomia Grigia, massiva ed in eteropia di facies col successivo *Calcare Ceroide*, rappresenta il risultato di una dolomitizzazione diagenetica di quest'ultimo. Lo scavo in cui è insediata la discarica di inerti è insediato in questa formazione. La *Formazione di San Giovanni* è costituita dal *Calcare Ceroide* che si sovrappone o passa in eteropia di facies con le dolomie della formazione precedente.

Il Gruppo di Iglesias (450 m) è composto dalla *Formazione di Campo Pisano*, maggiormente nota come *Calcare Nodulare* (*Calcescisti* Auct.), e dalla *Formazione di Cabitza*, sicuramente più famosa come *Argilloscisti di Cabitza*. La serie cambriana si chiude con la *Formazione di Cabitza* che comprende nella sua parte più alta anche l'Ordoviciano basale (Tremadociano). La tipica litofacies è data dagli Argilloscisti di Cabitza formati da una caratteristica alternanza ritmica molto potente di originarie argilliti e siltiti di vario colore con subordinati livelli arenacei molto fini indicativi di una sedimentazione marina molto profonda. Il contatto fra la formazione carbonatica la formazione con la formazione di Cabitza, presente lungo la valle di San Giorgio, dista dal sito circa 2.500 m.



LEGENDA



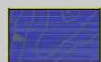
Depositi antropici. Discariche minerarie (OLOCENE)



Coltri eluvio-colluviali. Detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli (OLOCENE)



Litofacies nel membro del Calcare ceroide (FORMAZIONE DI GONNESA) Dolomie e calcari dolomitici di colore giallo e bruno (Dolomia grigia) (CAMBRIANO INF.)



Membro della Dolomia rigata (FORMAZIONE DI GONNESA) Dolomie grigio chiare ben stratificate e laminate con noduli di selce scura alla base (CAMBRIANO INF.)



Membro di Punta Manna (FORMAZIONE DI NEBIDA) Metarenarie quarzose e siltiti con laminazioni incrociate e piano parallele (CAMBRIANO INF.)



Area della discarica

Figura 3 – Carta geologica

4.1 - Geologia di dettaglio

Le litofacies che affiorano nell'area dello scavo appartengono al cambrico "*Formazione di Gonnese*" costituita da dolomie grigie e gialle che passano, per eteropia di facies, al calcare ceroidale, e calcari dolomitici compatti a grana fine, generalmente di colore ceruleo e privo di resti organici (Foto 1).



Foto 1 – Calcari dolomitici del fronte Nord della discarica

Il calcare dolomitico, che sovrasta lo scavo si presenta, in genere, compatto, non stratificato, e solo raramente in strati, la cui potenza varia dai 20 ai 50 cm.

Nei giunti di tali strati sono spesso interposte lamine di sostanza argilloso-ematitica rossastra, dovute probabilmente ad infiltrazioni tardive dai soprastanti depositi ematitici.

Irrregolarmente distribuito in questa formazione è presente anche il calcare grigio, mentre è altrettanto evidente una dolomitizzazione secondaria del calcare ceroidale che assume, la tipica colorazione giallognola (dolomia gialla), soprattutto in coincidenza di zone intensamente fratturate e/o brecciolari (Foto 2).



Foto 2 – Calcari trasformati in dolomia gialla

Il Quaternario, è rappresentato da lembi di alluvioni, antiche e recenti, e detriti di falda più o meno cementati (Foto 3).



Foto 3 – Alluvioni attuali

Si può comunque distinguere un livello più antico, caratterizzato da ciottoli e frammenti, fortemente cementati da carbonato di calcio e limonite soprattutto alla base del massiccio calcareo dolomitico dove la fase diagenetica avanzata da luogo ad una formazione competente o semi-competente, con buone caratteristiche geomeccaniche.

I depositi attuali sono costituiti da discariche recenti provenienti dagli scavi e dalle lavorazioni dei siti minerari limitrofi, hanno composizione calcareo dolomitica e scheletro grossolano, fino a ghiaioso, Si tratta, per lo più, di materiali incoerenti e, solo raramente manifestano una debole coesione in presenza di materiali terrosi fini.

5 - AZIONE SISMICA E PARAMETRI ASSEGNATI

5.1 - Vita nominale

La vita nominale dell'opera, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, è stata assunta pari a $V_n = 50$ anni ("costruzioni tipo 2: costruzioni con livelli di prestazioni ordinari") (Tabella 1).

Tabella 1

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

5.2 - Classe d'uso

La classe d'uso dell'opera in rapporto alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche è stata assunta pari a II ("costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente (Tabella 2).

Tabella 2

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

5.3 - Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento (V_r), in relazione al quale sono valutate le azioni sismiche sulla struttura, è ottenuto moltiplicando la vita nominale ($V_n = 50$ anni) per il coefficiente d'uso associato alla relativa classe d'uso ($C_u = 1,0$) da cui si ricava (Tabella 3):

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

Tabella 3

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

5.4 - Classificazione sismica

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

In basso è riportata la zona sismica per il territorio della provincia del SU, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Sardegna n. 15/31 del 30.03.2004.

Zona sismica 4	Zona con pericolosità sismica molto bassa. E' la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse.
-----------------------	---

5.5 - Localizzazione geografica

L'opera è ubicata nel comune di Iglesias (SU) ed ha le seguenti coordinate geografiche:
Latitudine 39° 19' 11"; Longitudine 8° 30' 25" - L'altitudine è di 273 m s.l.m.

5.6 - Pericolosità sismica del sito

La pericolosità sismica nazionale è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento con passo di 0,05°. In corrispondenza di ogni nodo del reticolo di riferimento, per ciascuna delle probabilità di superamento (P_v) nel periodo di riferimento (V_r) sono assegnati i valori dei seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- FO valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini della definizione del periodo di riferimento dell'azione sismica (V_r), con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione prevista nel presente progetto è assegnata alla classe d'uso II, alla quale appartengono le costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (V_r) che si ricava, moltiplicando la vita nominale (V_n) per il coefficiente d'uso (C_u), definito in funzione della classe d'uso:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

Per costruzioni in classe II, il coefficiente d'uso (C_u) è pari a 1,0. Pertanto la vita di riferimento per le azioni sismiche (V_r) delle opere strutturali è pari a 50 anni.

5.7 - Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{vr} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono le seguenti:

- SLO: $P_{vr} = 81\%$;
- SLD: $P_{vr} = 63\%$;
- SLV: $P_{vr} = 10\%$;
- SLC: $P_{vr} = 5\%$;

a cui corrispondono i seguenti periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite:

- SLO: $T_r = 30$ anni;
- SLD: $T_r = 50$ anni;
- SLV: $T_r = 475$ anni;
- SLC: $T_r = 975$ anni.

I parametri sismici per la definizione dell'azione sismica in ciascuno degli stati limite considerati sono riportati nella tabella seguente.

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

Tabella 4

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc'C[s]	PVr[%]
Danno (SLD)	50	0,024	2,670	0,296	63
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,050	2,880	0,340	10

5.8 - Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Il calcolo è stato condotto secondo quanto riportato dal D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche sulle costruzioni".

Nel caso specifico, l'opera è stata verificata allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) a cui è associata una probabilità di superamento Pvr pari al 10%, considerando una vita nominale dell'opera pari a 50 anni ed una classe d'uso II, mentre la categoria che riguarda la caratterizzazione del sottosuolo è stata rilevata dalla tabella 6 in cui è riportata la descrizione delle categorie del sottosuolo previste dal D.M. 17 gennaio 2018.

Tabella 5

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Sulla base detto la categoria del sottosuolo individuata è di tipo A.

Applicando le espressioni riportate nella tabella 6, è possibile calcolare il coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss.

Tabella 6 - Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss previste dal D.M. 17 gennaio 2018

Categoria sottosuolo	Ss
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Come è possibile osservare in tabella 7 ed in tabella 8, alle condizioni topografiche del sito, corrisponde la categoria T2 per la quale è previsto un coefficiente di amplificazione $S_t = 1,2$.

Tabella 7

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 8 - Valori del coefficiente di amplificazione topografica - D.M. 17 gennaio 2018

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

5.9 - Classe di duttilità

Viste le particolarità della struttura in esame è considerato un comportamento della stessa non dissipativo.

5.10 - Tipologia strutturale

In questo caso, essendo la struttura considerata a "comportamento non dissipativo", la tipologia strutturale non riveste una particolare importanza nella scelta del fattore di struttura.

5.11 - Fattore di struttura

Il fattore di struttura q assunto è quello per le strutture a comportamento non dissipativo.

Il suo valore è dato da:

$$q = q_0 \cdot K_R = 1,50$$

dove:

- $q_0 = 1,50$ (struttura non dissipativa);
- $K_R = 1,00$ (struttura regolare in altezza).

5.12 – Risultati delle componenti orizzontali e verticali

In base alle categorie scelte sono stati adottati i seguenti coefficienti di amplificazione e spettrali riportati in tabella 9 da cui si ricavano gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali e verticali per gli stati limite considerati.

Tabella 9 - Coefficienti di amplificazione delle componenti orizzontali e verticali

	c_u	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]	S_s	C_c	S_t	k_h	k_v	A_{max}	beta
SLO	1	0,019	2,610	0,273	1,000	1,000	1,200	0,000	-	0,219	-
SLD	1	0,024	2,670	0,296	1,000	1,000	1,200	0,013	0,007	0,277	0,470
SLV	1	0,050	2,880	0,340	1,000	1,000	1,200	0,023	0,011	0,588	0,380
SLC	1	0,060	2,980	0,372	1,000	1,000	1,200	0,000	-	0,710	-

Il territorio interessato dal progetto è caratterizzato generalmente da una bassa sismicità e dall'assenza di strutture tettoniche importanti attive, implica una bassa pericolosità sismica.

6 – GENERALITA' SULLA STABILITA' DEI VERSANTI

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito di Candiazzus è stata finalizzata alla ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali e, più in generale, di pericolosità geologica dei fronti che costituiscono le pareti di contenimento dei materiali conferiti.

Le analisi di stabilità dei pendii vengono elaborate a seconda che si tratti di pendii in terra o pendii in roccia per i quali vengono utilizzati metodi differenziati.

Le analisi di stabilità su pendii in terra possono essere effettuate con i classici metodi dell'equilibrio limite o con metodi numerici. Le analisi di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite (Bishop, Janbu, Sarma, Morgenstern e Price, etc.), rispondono ai requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegati, nella pratica professionale e nella ricerca. I metodi di calcolo dell'equilibrio limite danno informazioni sullo stato di sforzo nelle condizioni di rottura e non sui modi di deformarsi del pendio.

Con questi metodi si ricava una soluzione per il problema di stabilità scegliendo una superficie di scivolamento di forma semplice e utilizzando le equazioni di equilibrio.

La verifica di stabilità si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio.

Le analisi di stabilità condotte sui pendii in roccia invece, differiscono sostanzialmente da quelle che interessano i pendii in terreno sciolto per le diverse caratteristiche sia dei materiali che dei movimenti. Infatti le condizioni di stabilità di un pendio in tal caso dipendono dalla presenza di discontinuità, ovvero dalla loro orientazione, dalle differenti proprietà che le contraddistinguono ed in particolare dalla loro resistenza al taglio, nonché dalla presenza o meno, in esse, di acqua e dal conseguente carico idraulico.

Il metodo di analisi delle condizioni di stabilità di un pendio dipende dal grado di conoscenza dei parametri ottenuti con la caratterizzazione geotecnica.

Le indagini condotte sulle pareti della discarica di Candiazzus hanno messo in evidenza che l'analisi di stabilità e la relativa verifica dovrà essere condotta secondo i principi geomeccanici della *“meccanica delle rocce”* e della *“meccanica delle terre”*.

6.1 – Analisi dei versanti in roccia

I piani di discontinuità presenti all'interno di un ammasso roccioso possono condizionare in modo sostanziale le sue proprietà e le sue caratteristiche di resistenza. (Foto 4).

La descrizione delle differenti famiglie di discontinuità deve essere sistematica e deve includere i seguenti parametri:

- orientazione;
- spaziatura;
- persistenza;
- rugosità e ondulazione;
- apertura;
- riempimento;
- resistenza alla compressione superficiale delle pareti del giunto;
- dimensioni del blocco;
- condizioni di umidità e grado di alterazione.



Foto 4 - Esempio di discontinuità dell'ammasso roccioso

La resistenza al taglio delle discontinuità è determinabile con prove di taglio in situ o in laboratorio, oppure può essere stimata con metodi empirici che si basano sul rilevamento geomeccanico delle famiglie di discontinuità presenti in un ammasso roccioso, cioè sulla descrizione delle loro caratteristiche fisiche e geometriche (Figura 4).

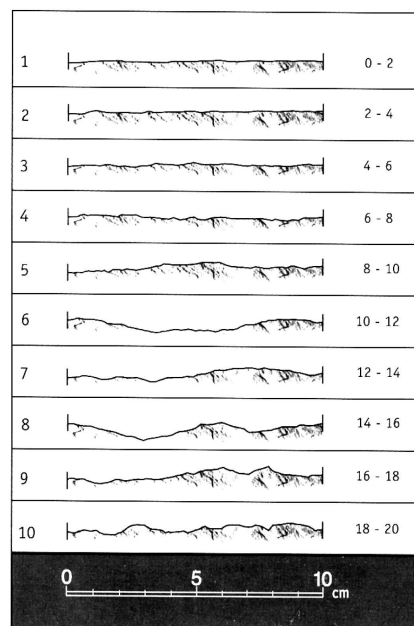


Figura 4 - Tavola di riferimento dei profili di rugosità

La resistenza al taglio delle discontinuità entra in gioco nel caso di ammassi rocciosi discontinui e anisotropi, laddove si debba affrontare un problema di instabilità di blocchi di roccia di dimensioni variabili separati e svincolati da piani preferenziali di debolezza, rappresentati appunto dai giunti di discontinuità.

I valori di resistenza al taglio delle discontinuità sono ricavabili dai parametri JRC e JRS.

Il parametro JRC è un numero variabile tra 1 e 20, che viene stimato confrontando il profilo della superficie di discontinuità rilevato in situ e comparato con i profili della tavola di riferimento dei profili di rugosità.

Il parametro JCS, che rappresenta la resistenza a compressione delle pareti del giunto, nella condizione di alterazione naturale, è stato ricavato dalla tabella 10.

Tabella 10 - Resistenza delle rocce alla compressione monoassiale

Compressione monoassiale JCS (MPa)	
<25	molto bassa
25-50	bassa
50-100	media
100-250	alta
>250	molto alta

6.2 - Fattori predisponenti e determinanti i fenomeni di instabilità

Nella valutazione delle condizioni di equilibrio di un versante o di un fronte di scavo artificiale, l'azione principale che può determinare una condizione di instabilità, quindi agire come forza destabilizzante rispetto a una superficie di scivolamento, è rappresentata dalle forze di massa, cioè dipendenti dal peso della porzione di ammasso considerata, e in particolare dalla componente del peso orientata parallelamente al piano di scivolamento, che tende a causare il movimento dell'elemento stesso.

Una variazione della "forza di massa" rispetto ad una condizione originaria di equilibrio statico può determinare l'instabilità. Questa può essere originata anche da una variazione delle condizioni al contorno come nel caso dell'indebolimento della zona di piede o della parte superficiale di un pendio o dell'applicazione di sovraccarichi.

Per quanto riguarda il caso in studio l'indebolimento del piede o della parte superficiale di un pendio dipende da:

- fenomeni erosivi provocati dalle piogge e dalla corrivazione superficiale nel pendio, dall'azione del vento, da cicli termici, da ristagni d'acqua;

La presenza dell'acqua all'interno delle fratture e dei giunti è in grado di determinare un fenomeno di instabilità a causa dalla pressione interstiziale esercitata.

In particolari situazioni geologiche e stratigrafiche, come quelle descritte, l'acqua viene ad esercitare una sottospinta idraulica sulla superficie del giunto, con effetti destabilizzanti in quanto riduce la pressione normale e quindi la resistenza al taglio sul piano di rottura.

6.3 – Cinematismi delle masse rocciose instabili

Gli assetti strutturali dei giunti presenti in un ammasso roccioso condizionano i possibili cinematismi di rottura incidenti sul piano del pendio considerato.

I differenti tipi di rottura di un pendio in roccia sono condizionati dalla resistenza della matrice e dal grado di fratturazione dell'ammasso roccioso, nonché dall'orientamento e dalla distribuzione delle discontinuità rispetto al pendio stesso.

In ammassi di rocce dure, la rottura avviene principalmente lungo le discontinuità.

Di seguito vengono brevemente descritti i più frequenti cinematismi di instabilità di pendii in roccia (Figure 5, 6, 7, 8 e 9).

6.3.1 - Scivolamento planare

Si definisce scivolamento planare il movimento verso la base del versante di una massa di roccia che avviene in gran parte lungo una superficie di rottura piana o entro una fascia, relativamente sottile, di intensa deformazione a taglio.

Questo tipo di frana coinvolge, in genere, materiali non omogenei e di diverse caratteristiche meccaniche.

La superficie di scorrimento di solito consiste in uno strato di modesto spessore, avente caratteristiche meccaniche peggiori rispetto alle formazioni adiacenti; in altri casi, come ad esempio negli ammassi rocciosi stratificati, può identificarsi con una semplice configurazione strutturale (giunti di stratificazione, piani di faglia).

In definitiva le frane di tipo traslatorio sono il risultato della presenza di un'eterogeneità localizzata in genere ad una modesta profondità dalla superficie del pendio.

In tale situazione, pertanto, la superficie di scivolamento tende ad essere piana ed approssimativamente parallela al piano campagna.

Il movimento traslatorio può avere una velocità di esplicazione molto variabile, da lentissima a rapida; il fattore che influisce sui tempi è normalmente l'acqua sotterranea.

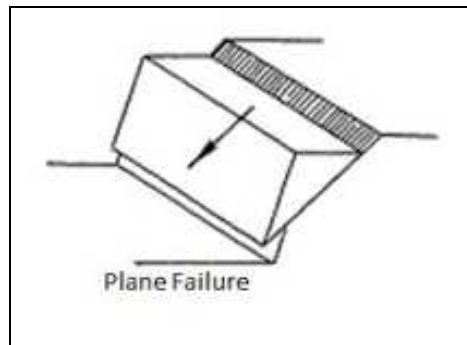


Figura 5 - Esempio di cinematismo planare

6.3.2 - Toppling (ribaltamento)

Si manifesta su pendii rocciosi dove le principali superfici di discontinuità denotano un'immersione contraria a quella del pendio, ma una direzione parallela o subparallela allo stesso. In genere vengono isolati blocchi rocciosi in forma di parallelepipedi perché separati da giunti perpendicolari alle superfici principali di discontinuità.

Il ribaltamento implica che avvenga una rotazione del blocco roccioso verso l'esterno del pendio, intorno a un punto o a un asse situato al di sotto del centro di gravità del blocco spostato.

La condizione generale di equilibrio al ribaltamento per un generico blocco è verificata se il rapporto tra la lunghezza della sua superficie d'appoggio e la sua altezza è maggiore della tangente dell'angolo di inclinazione del pendio.

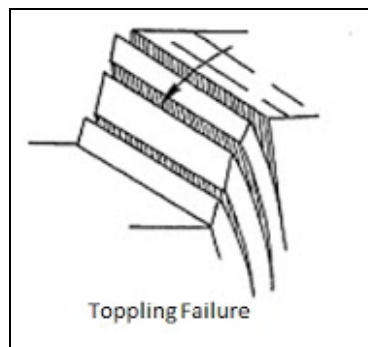


Figura 6 - Cinematismo per ribaltamento

6.3.3 - Scivolamento di cunei rocciosi

Tale tipologia di cinematismo caratterizza lo scivolamento di un cuneo di roccia isolato dall'intersezione con la superficie del pendio di due piani di discontinuità tra loro incidenti.

La direzione dello scivolamento è definita dalla linea di intersezione dei due piani di discontinuità.

Le condizioni cinematiche per il movimento di un cuneo sono le seguenti:

- la linea di intersezione delle due superfici di discontinuità deve immergere nella stessa direzione del pendio;
- l'inclinazione della linea di intersezione deve essere minore di quella del pendio;
- l'inclinazione della linea di intersezione deve essere maggiore dell'angolo di resistenza al taglio delle due superfici di discontinuità.

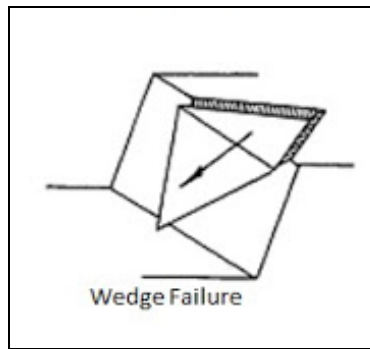


Figura 7 – Cuneo di scivolamento

6.3.4 - Crollo

Tale tipologia di dissesto si esplica con notevole rapidità su versanti in condizioni di accentuata pendenza, subverticali o addirittura strapiombanti, privi di copertura e vegetazione.

Il piano di distacco è in genere rappresentato da superfici di discontinuità subverticali preesistenti (faglie, fratture, giunti di strato).

Nel crollo di roccia la dinamica caratterizzante è quella di caduta libera nell'aria, con una fase iniziale in cui prevale la componente verticale del moto.

La caduta libera si conclude con l'impatto delle masse rocciose alla base del pendio, in prossimità degli apici dei coni detritici.

L'impatto induce importanti fenomeni di scoppio e di disgregazione dei volumi rocciosi, i quali provocano da un lato la generale riduzione volumetrica degli elementi in frana e dall'altro la proiezione di schegge minute anche a notevole distanza.

L'ultima fase del cinematismo è di solito caratterizzata da una discesa per rimbalzi successivi e rotolamenti lungo il pendio sottostante.

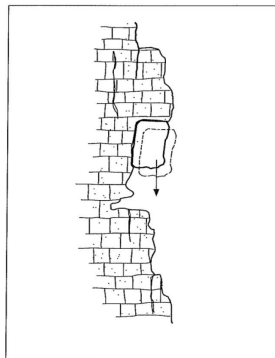


Figura 8 – Esempio di crollo

6.3.5 – Caduta di massi per cedimento del giunto

Tale cinematismo si verifica quando le superfici a contatto del blocco subiscono una alterazione o un cedimento della roccia causando lo scalzamento del piano di appoggio tale da causare la caduta del masso.

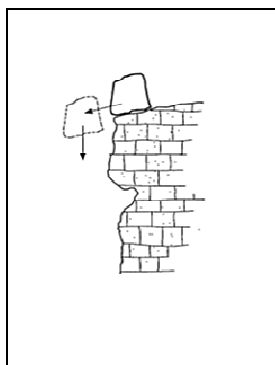


Figura 9 – Esempio di caduta di un blocco per corrosione e/o cedimento della superficie di appoggio non radicato al ciglio

7 - ANALISI GEOMECCANICA DEL SITO DI CANDIAZZUS

I costoni rocciosi in oggetto sono interessati da una fitta rete di discontinuità di natura tettonica (giunti e faglie) e sedimentaria (piani di stratificazione), che ne condizionano le caratteristiche meccaniche e la stabilità. In particolare, il comportamento degli ammassi rocciosi fessurati è ben rappresentato dal cosiddetto “modello rigido discontinuo”, in base al quale eventuali dissesti possono verificarsi per fenomeni di rottura lungo i giunti.

Sulla base di tali presupposti sono stati effettuati sopralluoghi sul sito oggetto dell'intervento al fine di pianificare le indagini necessarie ad acquisire tutte le informazioni indispensabili finalizzate per le verifiche di stabilità dei fronti rocciosi.

A tal fine è stata eseguita una documentazione fotografica dell'ammasso roccioso la quale insieme all'ispezione diretta dei fronti lapidei accessibili è stato possibile ottenere le informazioni tecniche necessarie alla caratterizzazione del comparto roccioso esaminato.

7.1 - Classificazione degli ammassi rocciosi

Le classificazioni geomeccaniche effettuate hanno avuto l'obiettivo di fornire indici di qualità mediante l'analisi sistematica di alcuni parametri caratteristici dei fronti analizzati. Gli indici di qualità, espressi da un numero, hanno fornito indicazioni sulla qualità complessiva dell'ammasso e hanno permesso di stimare i parametri di resistenza e prevedere il proprio comportamento.

I parametri in ingresso delle classificazioni utilizzate e nel seguito elencate, hanno riguardato la definizione qualitativa e quantitativa di alcune caratteristiche delle discontinuità, della matrice o dell'ammasso nel suo complesso:

- spaziatura dei giunti;
- orientazione dei giunti;
- condizioni dei giunti;
- indice RQD;
- acqua nei giunti e condizioni di filtrazione;
- resistenza della matrice rocciosa;
- strutture geologiche, faglie, zone di debolezza nell'ammasso.

Nel presente lavoro sono stati utilizzati i seguenti sistemi di classificazione:

- Bieniawski (1979) Classificazione RMR_b
- Romana (1985) Classificazione SMR

7.1.1 - Classificazione di Bieniawski

Questo tipo di classificazione è una delle più usate in geomeccanica, in quanto è stata ottenuta sulla base di numerosi casi reali. (Tabelle 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21 e 22).

I 6 parametri presi in esame sono quelli considerati come i più influenti ai fini della stabilità della struttura studiata. A ciascuno di questi fattori è assegnato un coefficiente numerico scelto in base alla sua influenza. La somma dei sei coefficienti ricavati ha fornito un valore conosciuto con la sigla BRMR (Basic Rock Mass Rating) o anche RMR_b. In base a questo coefficiente è

stato assegnato l'ammasso roccioso ad una delle cinque classi distinte da Bieniawski, per le quali sono stati definiti dei parametri di resistenza e di qualità:

- A1 = resistenza a compressione uniassiale;
- A2 = Rock Quality Designation Index (Indice RQD);
- A3 = spaziatura delle discontinuità;
- A4 = condizioni delle discontinuità;
- A5 = condizioni idrauliche;
- A6 = orientamento delle discontinuità.

$$RMR \text{ di base} = RMR_b = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$$

$$SMR = RMR_b + A6 = (A1 + A2 + A3 + A4 + A5) + A6$$

Valore di A1

Dalla risposta della roccia si possono ricavare i seguenti valori:

Tabella 11 – Valori Standard ISRM (S_u)

Calcolo di S_u	
La roccia si incide con l'unghia o si sbriciola con le mani	0,25 – 1 MPa
Si sbriciola sotto i colpi della punta, lastre sottili si rompono con facilità con le mani	1 – 5 MPa
La punta lascia deboli buchi, lastre sottili si rompono con forti pressioni con le mani	5 – 25 MPa
La roccia si frattura con un colpo	25 – 50 MPa
Si frattura dopo due-tre colpi	50 – 100 MPa
Si frattura solo dopo molti colpi	100 – 200 MPa
Si scheggia solamente	> 200 MPa

Definita la resistenza a compressione S_u è possibile ricavare il valore del primo parametro A1, utilizzando la tabella proposta da Bieniawski.

Tabella 12 – Valori S_u con i relativi coefficienti A1

Calcolo di A1							
S_u (MPa)	> 200	100 - 200	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
Coefficiente A1	15	12	7	4	2	1	0

Valore di A2

Questo indice prevede la determinazione del recupero percentuale di uno stendimento o da un carotaggio tenendo conto dei singoli spezzoni di roccia integra aventi lunghezza superiore a 10 cm, da cui si ottiene il valore di RQD secondo la seguente formula:

$$RQD = \frac{\sum L_c}{L_t} \times 100$$

dove:

- L_c è la somma delle lunghezze degli spezzoni di carota >10 cm;
- L_t è la lunghezza totale del tratto in cui si è misurata L_c .

In mancanza di carote di sondaggio, RQD si ricava dal numero di famiglie di discontinuità caratterizzanti l'ammasso roccioso e dalla misura della loro spaziatura.

Dalla relazione di Palmström (1982) si ha:

$$RQD = 115 - 3,3 \cdot J_v$$

dove:

- J_v è il numero di fratture per metro cubo di roccia.

Calcolato RQD con questo metodo, si ricava il coefficiente A2 mediante le equazioni, che derivano sempre dai grafici di Bieniawski:

Tabella 13 – Valori di A2 calcolati in funzione dell'RQD

VALORE DI RQD % EQUAZIONE	EQUAZIONE
$\leq 26,5$	$A2=3/26,6 \cdot RQD+3$
$26,5 \div 39$	$A2=2/12,4 \cdot RQD+1,71$
$39 \div 76,6$	$A2=7/55 \cdot RQD+0,739$
$> 76,6$	$A2=5/23,4 \cdot RQD-1,369$

Valore di A3

Una volta calcolata la spaziatura media, cioè la distanza media tra due discontinuità adiacenti, è possibile ricavare il valore del coefficiente A3.

Dal calcolo della spaziatura media si rileva il coefficiente A3 mediante la seguente relazione:

Tabella 14 – Valori della spaziatura in metri

SPAZIATURA (m)	EQUAZIONE
$\leq 0,2$	$A3 = 5s + 5$
$0,2 \div 0,4$	$A3 = 5s + 6$
$0,4 \div 0,66$	$A3 = 7,752s + 5,9$
$0,66 \div 0,94$	$A3 = 7,067s + 7,35$
$0,94 \div 1,6$	$A3 = 5s + 10$
$1,6 \div 2,0$	$A3 = 5s + 10$
$> 2,0$	$A3 = 5s + 10$

Valore di A4

Per valutare A4 si è proceduto sommando alcuni parametri numerici attribuibili alla persistenza, all'apertura, alla rugosità, all'alterazione delle pareti del giunto, e al tipo di materiale di riempimento (Tabelle 15, 16, 17, 18 e 19):

$$A4 = V1 + V2 + V3 + V4 + V5$$

I valori da assegnare sono:

Tabella 15 – Coefficienti di persistenza

PERSISTENZA (m)	V1
< 1	6
$1 \div 3$	4
$3 \div 10$	2
$10 \div 20$	1
> 20	0

Tabella 16 – Apertura

APERTURA (mm)	V2
Completamente chiuso	6
$< 0,1$	5
$0,1 \div 1$	4
$1 \div 5$	1
> 5	0

Tabella 17 – Coefficienti di rugosità

RUGOSITA'	V3
Molto Rugosa	6
Rugosa	5
Leggermente rugosa	3
Liscia	1
Levigata	0

Tabella 18 – coefficienti di alterazione

ALTERAZIONE	V4
Non alterate	6
Leggermente alterate	5
Mediamente alterate	3
Molto alterate	1
Decomposte	0

Tabella 19 – Riempimento delle discontinuità

RIEMPIMENTO (mm)	RIEMPIMENTO	V5
-	Assente	6
< 5	Compatto	4
> 5	Compatto	2
< 5	Soffice	2
> 5	Soffice	0

Valore di A5

Questo valore viene derivato dalle condizioni idrauliche riferite ad un fronte di 10 m.

Tabella 20 – Riempimento delle discontinuità

Venute d'acqua su 10 m di lunghezza	Nessuna	< 10 l/m	10 - 25 l/m	25 - 125 l/m	> 125 l/m
Condizione	Asciutta	Umidità	Bagnata	Deboli venute	Forti venute d'acqua
A5	15	10	7	4	0

Valore di A6

Per l'orientamento delle discontinuità si applica un coefficiente di correzione A6, a seconda che si tratti di gallerie o fondazioni.

Tabella 21 – Orientamento delle discontinuità secondo Bieniawski

APPLICAZIONE	MOLTO FAVOREVOLE	FAVOREVOLE	MEDIOCRE	SFAVOREVOLE	MOLTO SFAVOREVOLE
Gallerie	0	-2	-5	-10	-12
Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25

Attribuiti tutti i coefficienti, sulla base del valore RMR calcolato, si identificano 5 intervalli a cui corrispondono 5 classi di ammasso roccioso e altrettante valutazioni di qualità della roccia.

Tabella 22 – Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski

RMRc	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<= 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	molto buono	buono	mediocre	scadente	molto scadente

Calcolato il valore di SMR, si possono avere indicazioni generali, fornite da Romana (1985), sul grado di stabilità della scarpata, sul tipo di cinematismo di rottura che si può instaurare e su quanto possano pesare eventuali interventi di stabilizzazione (Tabella 23):

Tabella 23 – Classi di qualità dell'ammasso roccioso secondo Romana

SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
Stabilità	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
Modo di rottura	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
Stabilizzazione	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata

7.2 - Caratteristiche geotecniche della roccia

Per la caratterizzazione geotecnica degli ammassi è stato fatto riferimento ai dati geotecnici di seguito riportati:

Tabella 24 – Parametri geotecnici.

Parametro	U.M.
<i>RMRc</i>	
<i>Qualità dell'ammasso</i>	<i>classe</i>
<i>Descrizione</i>	
<i>Angolo di attrito interno</i>	(°)
<i>Coesione</i>	(kPa)
<i>Modulo elastico</i>	(GPa)

8 - VERIFICHE DI STABILITA'

Le condizioni di stabilità del materiale roccioso sono state esaminate con riferimento ai possibili spostamenti sia di piccole porzioni rocciose e sia di singoli blocchi che possono subire, in funzione della loro orientazione delle discontinuità presenti in rapporto con quella del fronte del versante, nonché le relative inclinazioni.

Per l'esame della stabilità del materiale roccioso, i versanti perimetrali della discarica sono stati suddivisi in 3 macro aree di seguito denominate stazioni numerate rispettivamente St1, St2 e St3 (Foto 13).

Per ogni stazione è stata eseguita un'attenta analisi visiva della porzione del versante di competenza, con lo scopo di individuare le condizioni di stabilità più critiche delle masse lapidee. Sono stati individuati tutti i cinematismi possibili a cui i blocchi sono spesso assoggettati, riscontrando che, in riferimento alla relativa area, prevalgono quelli per scivolamento e ribaltamento, mentre sono rari i casi crollo e formazione di cunei.

A tal riguardo, le verifiche sono state eseguite considerando casi singoli di instabilità delle masse rocciose seguite da verifiche su singoli blocchi rappresentativi di un insieme di ulteriori blocchi aventi caratteristiche omogenee sia per dimensioni, forma e condizioni di instabilità presunta.

Dal punto di vista analitico la procedura di calcolo finalizzata ad individuare il fattore ultimo di sicurezza delle porzioni di roccia pericolante è stata utilizzata la classificazione della qualità dell'ammasso roccioso relativa alla stazione di riferimento secondo il metodo Bieniawsky

(RMRC) e quello di Romana (SMR) da cui, con successive elaborazione dei risultati, si ricavano i parametri geotecnici caratteristici dell'ammasso.

Successivamente le verifiche sono state eseguite analiticamente tramite un foglio di calcolo excel nel quale è stata considerata anche l'azione sismica secondo le NTC 2018.



Foto 5 –Panoramica di Candiazzus con l'ubicazione delle stazioni di rilevamento dei fronti in roccia

8.1 – Classificazione dell'ammasso roccioso della Stazione 1

Nella successiva foto 6 è rappresentato il versante roccioso della Stazione 1.



Foto 6 – Panoramica fronte roccioso della stazione 1

8.1.1 – Classificazione dell'ammasso roccioso

Di seguito è riportata la stima della classificazione rocciosa e i calcoli delle verifiche di stabilità finalizzate all'individuazione del fattore di sicurezza.

Tabella 25 – Rock Mass Rating (RMR_c) secondo Bieniawski

CLASSIFICAZIONE AMMASSO ROCCIOSO: Stazione 1									
Parametri considerati		Valori corrispondenti							Indice parziale
A1	Point Load (Mpa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	0,4 - 1	0,12 - 0,4	< 0,12	
	U.C.S. (Kg/cmq)	>2500	1000 - 2500	500 - 1000	250 - 500	100 - 250	20 - 100	10 - 30	
	Indice	15	12	7	4	2	1	0	
A2	R.Q.D.	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25			8
	Indice	20	17	13	8	3			
A3	Spaziatura dei giunti (cm)	> 200	60 - 200	20 - 60	6 - 20	< 6			10
	Indice	32	15	10	8	5			
A4	Condizione dei giunti	Superfici molto scabre, non continue. Pareti roccia non alterate	Superfici scabre, Apertura <1 mm. Pareti roccia legg. alterate	Superfici scabre, Apertura <1 mm. Pareti roccia molto alterate	Superfici lisce laminate o riempimento <5 mm o apertura 1 ÷ 5 mm. Giunti continui	Riempimento tenero con spessore >5 mm o giunti aperti >5 m. Giunti continui			21
	Indice	30	25	20	10	0			
A5	Acqua di filtrazione (l/s)	Nessuna presenza	< 10	10 ÷ 25	25 ÷ 125	> 125			
	Condizioni generali	Giunti asciutti	Umidì	Bagnati	Stillicidio	Venuta d'acqua			
	Indice	15	10	7	4	0			15
A6	Orientazione dei giunti	Molto favorevole	Favorevole	Discreto	Sfavorevole		Molto sfavorevole		
	Indice (gallerie)	0	-2	-5	-10		-12		
	Indice (fondazioni)	0	-2	-5	-15		-25		0
RMRc									66

Tabella 26 – Classi di qualità secondo Bieniawski

RMR _c	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<= 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	molto buono	buono	mediocre	scadente	molto scadente

Romana (1985) propone di aggiungere al valore di RMR (di base), alcuni fattori di aggiustamento sulla base dell'orientamento relativo fra discontinuità e fronte del versante e aggiungere un ulteriore fattore che tiene conto del metodo di scavo:

$$SMR = RMR_b + (F1 \times F2 \times F3) + F4$$

Il primo fattore di aggiustamento è il prodotto di tre fattori:

- F1 dipende dal parallelismo fra l'immersione del fronte e l'immersione dei giunti;
- F2 è riferito all'inclinazione del giunto nell'ipotesi di rottura planare;
- F3 mantiene le relazioni proposte da Bieniawski per l'inclinazione tra fronte e giunti.

F4 rappresenta un fattore di correzione legato al metodo di scavo ed è stato fissato empiricamente.

Sulla base della tabella che segue, si attribuiscono i valori ai fattori:

Tabella 27 – Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Romana

ROTTURA	CINEMATISMO	CONDIZIONE				
		Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Planare Toppling Cuneo	$\alpha_j - \alpha_f$ $\alpha_j - \alpha_f - 180^\circ$ $\alpha_i - \alpha_f$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
	F1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Planare Cuneo	β_j β_i	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Toppling	F3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Planare Cuneo	$\beta_j - \beta_f$ $\beta_i - \beta_f$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
Toppling	$\beta_j - \beta_f$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
	F3	0	-6	-25	-50	-60

dove:

- α_j = immersione del giunto;
- α_i = immersione della retta di intersezione di due piani per la rottura a cuneo;
- α_f = immersione del fronte del versante;
- β_j = inclinazione del giunto;
- β_i = inclinazione della retta di intersezione di due piani per la rottura a cuneo;
- β_f = inclinazione del fronte.

Il fattore F4 si ricava dalla seguente tabella:

Tabella 28 – Fattori F4 per la Classificazione secondo Romana

METODO DI SCAVO	F4
Scarpata naturale	15
Abbattimento con pretaglio	10
Abbattimento controllato	8
Abbattimento normale	0
Abbattimento non controllato	-8

Calcolato il valore di SMR, si possono avere indicazioni generali, fornite da Romana (1985), sul grado di stabilità della scarpata, sul tipo di cinematismo di rottura che si può instaurare e su quanto possano pesare eventuali interventi di stabilizzazione (Tabella 29). Per la stazione St1 il valore ottenuto è: SMR = 80,64

Con il metodo Romana la classificazione dell'ammasso è risultata classe seconda (buona).

Tabella 29 – Fattori F4 per la Classificazione secondo Romana

SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
Stabilità	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
Modo di rottura	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
Stabilizzazione	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata

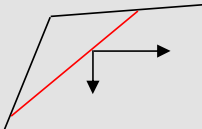
8.1.2 - Calcolo dei parametri geotecnici

Dal valore di RMR_b si ricavano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Bieniawsky assumono i seguenti valori:

- coesione di picco c_p (kPa) = $5 \cdot RMR_b = 5 \cdot 66 = 330$ kPa
- angolo di attrito di picco $\phi_p = 0,5 \cdot RMR_b + 5$ (°) = $0,5 \cdot 66 + 5 = 38^\circ$
- modulo di deformazione E (GPa) = $10^{(RMR_b - 10)/40} = 10^{(76 - 10)/40} = 25,1$ GPa

Nella tabella successiva sono riportati i parametri necessari per ottenere i fattori di sicurezza dell'ammasso roccioso.

Tabella 30 – Verifica stabilità scivolamenti planari ammasso

DATI DI INGRESSO			
DATI GEOMETRICI FRONTE			
inclinazione fronte	(°)	70,00	
inclinazione piano superiore	(°)	25,00	
inclinazione giunto di trazione	(°)	-30,00	
altezza fronte	(m)	25,00	
distanza giunto di trazione	(m)	1,00	
larghezza blocco scivolante	(m)	1,00	
CARICHI APPLICATI			
componente vert. carico	(kN)	0,0	
componente orizz. carico	(kN)	0,0	
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0	
SPINTE IDRAULICHE			
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00	
altezza falda H_w/H_{tot} (%)	(%)	0,00%	
condizioni idrauliche al piede		0	
altezza falda	(m)	0,00	
DATI GEOMECCANICHE E STRUTTURALI			
peso di volume roccia	(kN/mc)	24,00	
angolo di attrito di base ϕ_{base}	(°)	38,00	
inclinazione piano di scivolam	(°)	40,00	
Joint Compression Strength JCS	(MPa)	100,00	
Joint Roughness Coefficient JRC		10,00	
persistenza (%)	%	99,00%	
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	9,00	
angolo di attrito di picco ϕ_p	(°)	67,04	
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	90,00	
DATI SISMICI			
accelerazione sismica a_g		0,050	
coeff. di amplific. topog S_T		1,20	
coeff. di amplific.stratig S_s		1,00	
coeff. di riduzione β_s		0,47	
coeff. sismico orizzontale k_h		0,028	
coeff. sismico verticale k_v		0,014	
RISULTATI			
<div>convezione segni carichi ed azioni sismiche</div> 	volume blocco scivolante V	(mc)	196,93
	peso blocco scivolante W	(kN)	4726
	superficie scivolante	(mq)	28,75
	superficie piano superiore	(mq)	1,00
	superficie giunto trazione	(mq)	13,88
Forze normali alla superficie di scivolamento			
	peso blocco scivolante	(kN)	3621
	sottospinta idraulica	(kN)	0
	spinta giunto trazione	(kN)	0
	azione sismica	(kN)	-35
	carichi applicati	(kN)	0
	forza risultante (N)	(kN)	3586
Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento			
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)	
verifica sismica	3183	11052	
verifica non sismica	3038	8894	
Fattori di sicurezza			
verifica sismica	3,472	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)	2,659
verifica non sismica	2,927		2,246

I valori ottenuti mettono in evidenza la stabilità dell'ammasso roccioso esaminato.

8.2 – Stazione 2

Nella successiva foto 7 è rappresentato il versante roccioso della Stazione 2.



Foto 7 – Panoramica fronte roccioso della stazione 2

8.2.1 – Classificazione dell'ammasso roccioso

Di seguito è riportata la stima della classificazione rocciosa e i calcoli delle verifiche di stabilità finalizzate all'individuazione del fattore di sicurezza.

Tabella 31 – Rock Mass Rating (RMR_c) secondo Bieniawski

CLASSIFICAZIONE AMMASSO ROCCIOSO: Stazione 2									
Parametri considerati		Valori corrispondenti							Indice parziale
A1	Point Load (Mpa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	0,4 - 1	0,12 - 0,4	< 0,12	12
	U.C.S. (Kg/cmq)	>2500	1000 - 2500	500 - 1000	250 - 500	100 - 250	20 - 100	10 - 30	
	Indice	15	12	7	4	2	1	0	
A2	R.Q.D.	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25			8
	Indice	20	17	13	8	3			
A3	Spaziatura dei giunti (cm)	> 200	60 - 200	20 - 60	6 - 20	< 6			8
	Indice	32	15	10	8	5			
A4	Condizione dei giunti	Superfici molto scabre, non continue. Pareti roccia non alterate	Superfici scabre, Apertura <1 mm. Pareti roccia legg. alterate	Superfici scabre, Apertura <1 mm. Pareti roccia molto alterate	Superfici lisce laminate o riempimento <5 mm o apertura 1 ÷ 5 mm. Giunti continui	Riempimento tenero con spessore >5 mm o giunti aperti >5 m. Giunti continui			21
	Indice	30	25	20	10	0			
A5	Acqua di filtrazione (l/s)	Nessuna presenza	< 10	10 ÷ 25	25 ÷ 125	> 125			15
	Condizioni generali	Giunti asciutti	Umid	Bagnati	Stillicidio	Venuta d'acqua			
	Indice	15	10	7	4	0			
A6	Orientazione dei giunti	Molto favorevole	Favorevole	Discreto	Sfavorevole		Molto sfavorevole		-2
	Indice (gallerie)	0	-2	-5	-10		-12		
	Indice (fondazioni)	0	-2	-5	-15		-25		
RMRc									62

Tabella 32 – Classi di qualità secondo Bieniawski

RMR_c	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<= 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	molto buono	buono	mediocre	scadente	molto scadente

Per la classificazione adottando il metodo Romana si ha:

$$SMR = RMR_b + (F1 \times F2 \times F3) + F4$$

Il valore di SMR, calcolato con il metodo di Romana (1985), Per la stazione St2 è:

SMR = 75,50 di conseguenza la classificazione dell'ammasso è risultata classe seconda (buona) (Tabella 33).

Tabella 33 – Fattori F4 per la Classificazione secondo Romana

SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
Stabilità	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
Modo di rottura	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
Stabilizzazione	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata

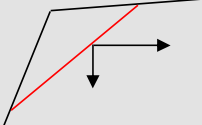
8.2.2 - Calcolo dei parametri geotecnici

Dal valore di RMR_b si ricavano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Bieniawsky assumono i seguenti valori:

- coesione di picco c_p (kPa) = $5 \cdot RMR_b = 5 \cdot 62 = 310$ kPa
- angolo di attrito di picco $\phi_p = 0,5 \cdot RMR_b + 5 (^{\circ}) = 0,5 \cdot 62 + 5 = 36^{\circ}$
- modulo di deformazione E (GPa) = $10^{(RMR_b-10)/40} = 10^{(62-10)/40} = 19,9$ GPa

Nella tabella successiva sono riportati i parametri necessari per ottenere i fattori di sicurezza dell'ammasso roccioso.

Tabella 34 – Verifica stabilità scivolamenti planari ammasso

DATI DI INGRESSO			
DATI GEOMETRICI FRONTE			
inclinazione fronte	(°)	85,00	
inclinazione piano superiore	(°)	10,00	
inclinazione giunto di trazione	(°)	-10,00	
altezza fronte	(m)	6,00	
distanza giunto di trazione	(m)	2,00	
larghezza blocco scivolante	(m)	1,00	
CARICHI APPLICATI			
componente vert. carico	(kN)	0,0	
componente orizz. carico	(kN)	0,0	
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0	
SPINTE IDRAULICHE			
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00	
altezza falda Hw/Htot (%)	(%)	0,00%	
condizioni idrauliche al piede		0	
altezza falda	(m)	0,00	
DATI GEOMECCANICHE E STRUTTURALI			
peso di volume roccia	(kN/mc)	24,00	
angolo di attrito di base ϕ_{base}	(°)	36,00	
inclinazione piano di scivolam	(°)	65,00	
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	80,00	
Joint Roughness Coefficient JRC		10,00	
persistenza (%)	%	99,00%	
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	8,00	
angolo di attrito di picco ϕ_p	(°)	74,96	
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	80,00	
DATI SISMICI			
accelerazione sismica a_g		0,050	
coeff. di amplific. topog S_T		1,20	
coeff. di amplific.stratig S_s		1,00	
coeff. di riduzione β_s		0,47	
coeff. sismico orizzontale k_h		0,028	
coeff. sismico verticale k_v		0,014	
RISULTATI			
<div>convezione segni carichi ed azioni sismiche</div> 	volume blocco scivolante V	(mc)	7,28
	peso blocco scivolante W	(kN)	175
	superficie scivolante	(mq)	6,92
	superficie piano superiore	(mq)	2,00
	superficie giunto trazione	(mq)	0,44
Forze normali alla superficie di scivolamento			
	peso blocco scivolante	(kN)	74
	sottospinta idraulica	(kN)	0
	spinta giunto trazione	(kN)	0
	azione sismica	(kN)	-3
	carichi applicati	(kN)	0
	forza risultante (N)	(kN)	70
Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento			
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)	
verifica sismica	163	815	
verifica non sismica	158	659	
Fattori di sicurezza			
verifica sismica	5,016	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)	1,611
verifica non sismica	4,166		1,368

I valori ottenuti mettono in evidenza la stabilità dell'ammasso roccioso esaminato.

8.3 – Stazione 3

Nella successiva foto 8 è rappresentato il versante roccioso della Stazione 3.



Foto 8 – Panoramica fronte roccioso della stazione 3

8.3.1 – Classificazione dell'ammasso roccioso

Di seguito è riportata la stima della classificazione rocciosa e i calcoli delle verifiche di stabilità finalizzate all'individuazione del fattore di sicurezza.

Tabella 35 – Rock Mass Rating (RMR_c) secondo Bieniawski

CLASSIFICAZIONE AMMASSO ROCCIOSO: Stazione 3									
Parametri considerati		Valori corrispondenti							Indice parziale
A1	Point Load (Mpa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	0,4 - 1	0,12 - 0,4	< 0,12	12
	U.C.S. (Kg/cmq)	>2500	1000 - 2500	500 - 1000	250 - 500	100 - 250	20 - 100	10 - 30	
	Indice	15	12	7	4	2	1	0	
A2	R.Q.D.	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25			8
	Indice	20	17	13	8	3			
A3	Spaziatura dei giunti (cm)	> 200	60 - 200	20 - 60	6 - 20	< 6			8
	Indice	32	15	10	8	5			
A4	Condizione dei giunti	Superfici molto scabre, non continue. Pareti roccia non alterate	Superfici scabre, Apertura <1 mm. Pareti roccia legg. alterate	Superfici scabre, Apertura <1 mm. Pareti roccia molto alterate	Superfici lisce laminate o riempimento <5 mm o apertura 1 ÷ 5 mm. Giunti continui	Riempimento tenero con spessore >5 mm o giunti aperti >5 m. Giunti continui			13
	Indice	30	25	20	10	0			
A5	Acqua di filtrazione (l/s)	Nessuna presenza	< 10	10 ÷ 25	25 ÷ 125	> 125			15
	Condizioni generali	Giunti asciutti	Umidì	Bagnati	Stillicidio	Venuta d'acqua			
	Indice	15	10	7	4	0			
A6	Orientazione dei giunti	Molto favorevole	Favorevole	Discreto	Sfavorevole		Molto sfavorevole		-2
	Indice (gallerie)	0	-2	-5	-10		-12		
	Indice (fondazioni)	0	-2	-5	-15		-25		
RMRc									54

Tabella 36 – Classi di qualità secondo Bieniawski

RMR_c	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<= 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	molto buono	buono	mediocre	scadente	molto scadente

Per la classificazione adottando il metodo Romana si ha:

$$SMR = RMR_b + (F1 \times F2 \times F3) + F4$$

Il valore di SMR, calcolato con il metodo di Romana (1985), Per la stazione St3 è:

SMR = 67,50 di conseguenza la classificazione dell'ammasso è risultata classe seconda (buona) (Tabella 37).

Tabella 37 – Fattori F4 per la Classificazione secondo Romana

SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
Stabilità	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
Modo di rottura	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
Stabilizzazione	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata

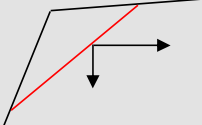
8.3.2 - Calcolo dei parametri geotecnici

Dal valore di RMR_b si ricavano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Bieniawsky assumono i seguenti valori:

- coesione di picco c_p (kPa) = $5 \cdot RMR_b = 5 \cdot 54 = 270$ kPa
- angolo di attrito di picco $\varphi_p = 0,5 \cdot RMR_b + 5 (^{\circ}) = 0,5 \cdot 54 + 5 = 32^{\circ}$
- modulo di deformazione E (GPa) = $10^{(RMR_b-10)/40} = 10^{(54-10)/40} = 12,6$ GPa

Nella tabella successiva sono riportati i parametri necessari per ottenere i fattori di sicurezza dell'ammasso roccioso.

Tabella 38 – Verifica stabilità scivolamenti planari ammasso

DATI DI INGRESSO			
DATI GEOMETRICI FRONTE			
inclinazione fronte	(°)	85,00	
inclinazione piano superiore	(°)	10,00	
inclinazione giunto di trazione	(°)	-20,00	
altezza fronte	(m)	10,00	
distanza giunto di trazione	(m)	2,00	
larghezza blocco scivolante	(°)	1,00	
CARICHI APPLICATI			
componente vert. carico	(kN)	0,0	
componente orizz. carico	(kN)	0,0	
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0	
SPINTE IDRAULICHE			
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00	
altezza falda Hw/Htot (%)	(%)	0,00%	
condizioni idrauliche al piede		0	
altezza falda	(m)	0,00	
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI			
peso di volume roccia	(kN/mc)	24,00	
angolo di attrito di base ϕ_{base}	(°)	32,00	
inclinazione piano di scivolam	(°)	50,00	
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	70,00	
Joint Roughness Coefficient JRC		10,00	
persistenza (%)	%	99,00%	
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	8,00	
angolo di attrito di picco ϕ_p	(°)	63,76	
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	80,00	
DATI SISMICI			
accelerazione sismica a_g		0,050	
coeff. di amplific. topog S_T		1,20	
coeff. di amplific.stratig S_s		1,00	
coeff. di riduzione β_s		0,47	
coeff. sismico orizzontale k_h		0,028	
coeff. sismico verticale k_v		0,014	
RISULTATI			
<div>convezione segni carichi ed azioni sismiche</div> 	volume blocco scivolante V	(mc)	35,15
	peso blocco scivolante W	(kN)	844
	superficie scivolante	(mq)	11,38
	superficie piano superiore	(mq)	2,00
	superficie giunto trazione	(mq)	4,76
Forze normali alla superficie di scivolamento			
	peso blocco scivolante	(kN)	542
	sottospinta idraulica	(kN)	0
	spinta giunto trazione	(kN)	0
	azione sismica	(kN)	-11
	carichi applicati	(kN)	0
	forza risultante (N)	(kN)	532
Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento			
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)	
verifica sismica	671	1989	
verifica non sismica	646	1605	
Fattori di sicurezza			
verifica sismica	2,966	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)	1,608
verifica non sismica	2,484		1,357

I valori ottenuti mettono in evidenza la stabilità dell'ammasso roccioso esaminato

9 - ANALISI STABILITA' DEI FRONTI LAPIDEI NON FRATTURATI

Nell'ambito delle indagini geologiche condotte presso la discarica di Candiazzus sono state individuate alcune pareti del catino di contenimento di stoccaggio degli inerti, che non presentano una fratturazione marcata in quanto sono costituite da materiali argillosi di contatto litificati,

Le zone della discarica con pareti non fratturate sono state indicate nella figura successiva con la sigla St4 e St5 (Foto 9).

In questo caso i versanti sono formati da sabbie consolidate e compattate che interessano alcune porzioni del versante nord della discarica. I fronti si presentano mediamente compattati, parzialmente cariati, con incipienti alterazioni limonitiche, in essi si osserva una lenta erosione

superficiale dovuta agli agenti esogeni. Tale fenomeno produce una esposizione di clasti dolomitici inglobati nella matrice argillosa di varie dimensioni, più resistenti all'erosione.



Foto 9 – Panoramica di Candiazzus con l'ubicazione delle stazioni di rilevamento dei fronti in roccia

9.1 - Parametri geotecnici

Per l'analisi di stabilità e le relative verifiche di questi fronti di scavo, sono state impiegate metodologie diverse rispetto a quelle utilizzate per gli ammassi rocciosi delle stazioni precedenti. Le metodologie impiegate si riferiscono al Metodo dell'equilibrio limite (LEM).

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb.

Il grado di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche, nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del "fattore o coefficiente di sicurezza" indicato con il simbolo F_s :

$$F_s = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Nei metodi LEM il calcolo di F_s viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Nella applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture.

Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni.

Collassi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Viene quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di F_s (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura.

Sulla base di quanto sopra descritto sono state individuati due profili rappresentati nella successiva planimetria di figura 10.

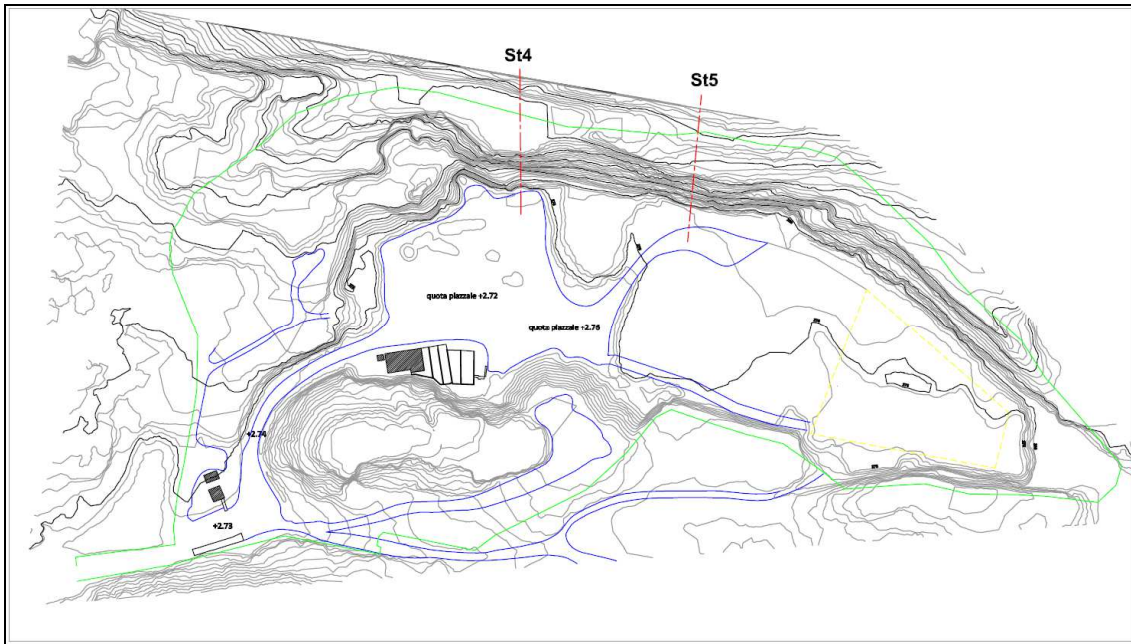


Figura 10 – Planimetria della discarica con indicazione dei profili

Per valutare il Fattore di sicurezza dei fronti relativi alle stazioni di osservazione St4 e St5 sono necessari i seguenti parametri geotecnici dell'ammasso roccioso:

- indice di qualità delle rocce (GSI);
- resistenza uniassiale del comparto litoide (MPa);
- parametro m_i (adimensionale);
- parametro D (adimensionale).

Di seguito viene indicato il criterio di assegnazione dei parametri ricercati.

La valutazione dell'Indice GSI (*Geological Strength Index*) si basa sull'uso del grafico riportato in figura 11; determinato l'Indice GSI è possibile ricavare mediante una serie di relazioni empiriche la resistenza alla compressione di un ammasso roccioso ed altri parametri (Hoek *et alii*, 1995). Il sistema di classificazione degli ammassi rocciosi GSI si basa su osservazioni geologiche sul terreno, sulla struttura e natura della roccia.

Di seguito sono riportate le tabelle relative ai parametri ricercati (Tabelle 39, 40 e 41).

Tabella 39 – Valori compressione uniassiale e PLI per le rocce

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite , rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, sandstone, schist
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rocksalt,
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock, shale
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

Tabella 40 - Stima del valore della costante m_i per rocce intatte

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated*		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Diorite 25 ± 5 Granodiorite (29 ± 3)			
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Dolerite (16 ± 5) Norite 20 ± 5			
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

Tabella 41 - Stima del valore D

Fattore di disturbo ammasso	Valore
Naturale	0
Con escavatore	0,5
Con esplosivo	1

I valori ottenuti sono riportati in tabella 42:

Tabella 42 – Parametri caratterizzazione ammasso roccioso per la St4 e St5

Parametri	Valore St4	Valore St5
GSI	55	55
Resistenza alla compressione (MPa)	50	50
Parametri m_i	12	12
Fattore di disturbo D	0,5	0,5

9.2 – Analisi e verifica del fronte della Stazione 4

Nella successiva foto 10 è rappresentato il versante roccioso della Stazione 4 dove è stato individuato il profilo del versante utilizzato per la verifica di stabilità.



Foto 10 – Panoramica fronte roccioso della stazione 4

9.2.1 – Classificazione dell'ammasso roccioso

Di seguito è riportata la stima della classificazione e i calcoli delle verifiche di stabilità finalizzate all'individuazione del fattore di sicurezza.

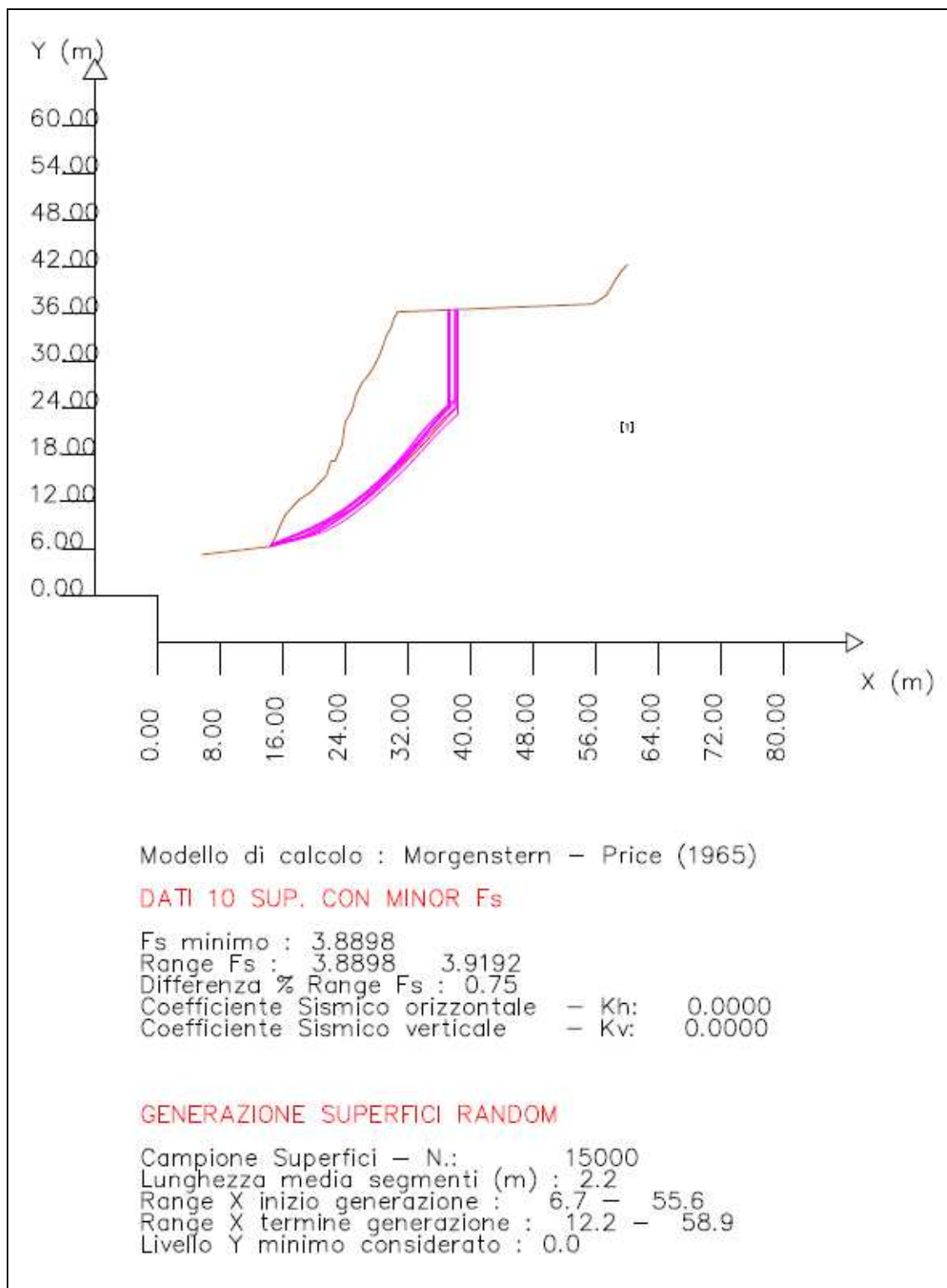


Figura 12 – Profilo e curve di minor valore di F_s della stazione 4

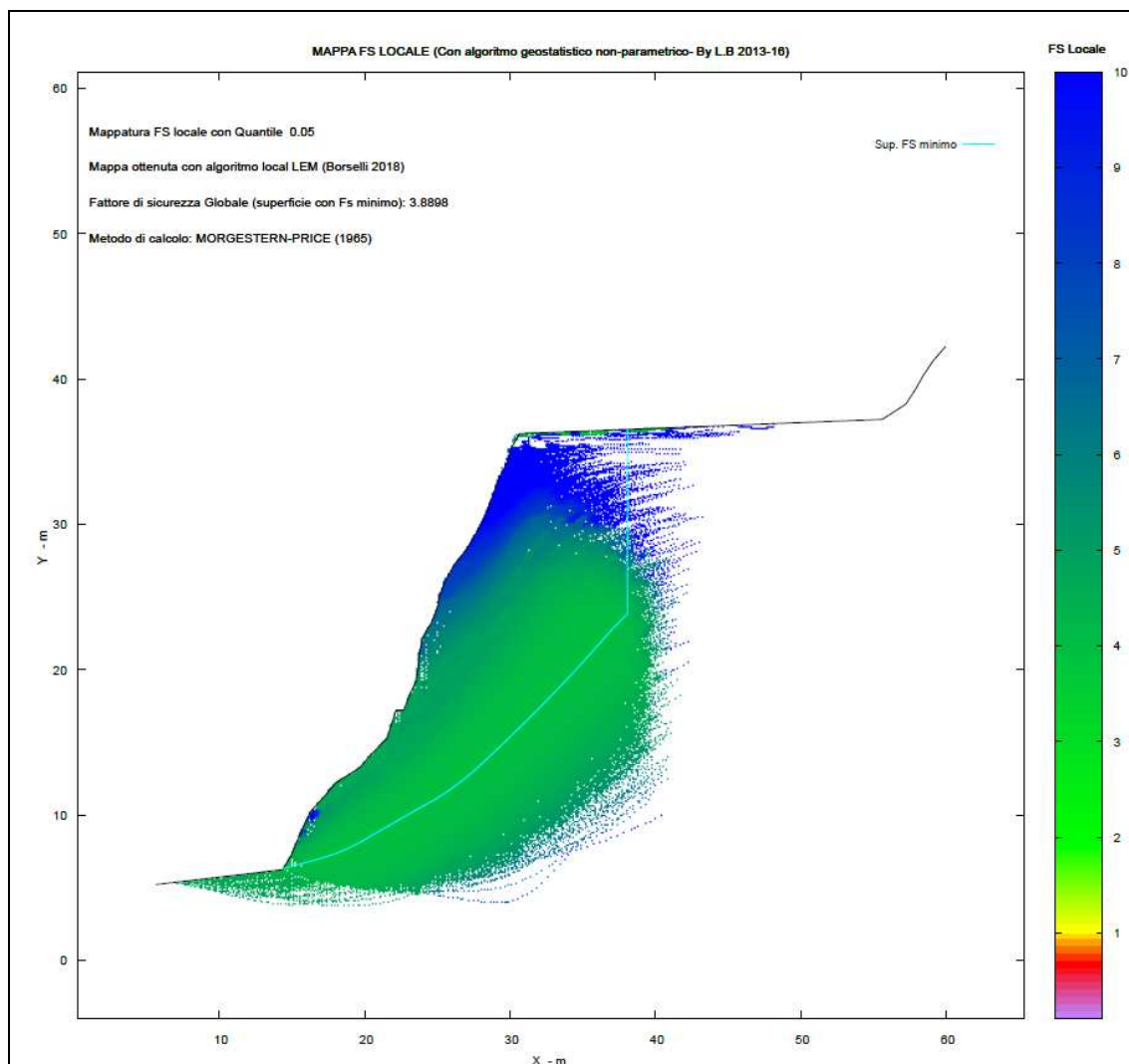


Figura 13 – Mappa dei valori di Fs locale della stazione 4

9.2.2 – Riepilogo report di calcolo St4

Modello pendio: Stazione 4.mod

----- PARAMETRI DEL MODELLO DEL PENDIO -----

__ PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X, Y (in m) __

SUP T.		SUP 2		SUP 3		SUP 4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
5.66	5.23	-	-	-	-	-	-
14.36	6.25	-	-	-	-	-	-
14.96	7.25	-	-	-	-	-	-
15.37	8.25	-	-	-	-	-	-
15.81	9.25	-	-	-	-	-	-
16.28	10.25	-	-	-	-	-	-
17.19	11.25	-	-	-	-	-	-
18.06	12.25	-	-	-	-	-	-
19.65	13.26	-	-	-	-	-	-
20.50	14.23	-	-	-	-	-	-

21.53	15.28	-	-	-	-	-	-
22.17	17.23	-	-	-	-	-	-
22.68	17.23	-	-	-	-	-	-
23.10	18.25	-	-	-	-	-	-
23.55	19.25	-	-	-	-	-	-
23.70	20.25	-	-	-	-	-	-
23.80	21.25	-	-	-	-	-	-
24.01	22.25	-	-	-	-	-	-
24.60	23.25	-	-	-	-	-	-
25.01	24.25	-	-	-	-	-	-
25.20	25.25	-	-	-	-	-	-
25.62	26.25	-	-	-	-	-	-
26.18	27.25	-	-	-	-	-	-
26.99	28.25	-	-	-	-	-	-
27.60	29.25	-	-	-	-	-	-
28.14	30.25	-	-	-	-	-	-
28.56	31.25	-	-	-	-	-	-
28.91	32.25	-	-	-	-	-	-
29.25	33.23	-	-	-	-	-	-
29.84	34.28	-	-	-	-	-	-
30.10	35.23	-	-	-	-	-	-
30.65	36.25	-	-	-	-	-	-
55.61	37.23	-	-	-	-	-	-
57.23	38.28	-	-	-	-	-	-
57.87	39.25	-	-	-	-	-	-
58.43	40.25	-	-	-	-	-	-
59.11	41.26	-	-	-	-	-	-
59.97	42.25	-	-	-	-	-	-

-- ASSENZA DI FALDA --

----- PARAMETRI GEOMECCANICI DI PROGETTO RIDOTTI (ai sensi NTC2018/EC-7) -
Riduzione attivata Solo per ammassi rocciosi

fi`	C`	Cu	Gamm	Gamm_sat	STR_IDX	sgci	GSI	mi	D
-----	----	----	------	----------	---------	------	-----	----	---

LEGENDA: fi` _____ Angolo di attrito interno efficace (in gradi)

C` _____ Coesione efficace (in Kpa)

Cu _____ Resistenza al taglio Non drenata (in Kpa)

Gamm _____ Peso di volume terreno fuori falda (in KN/m^3)

Gamm_sat _____ Peso di volume terreno immerso (in KN/m^3)

STR_IDX _____ Indice di resistenza (usato in solo in 'SNIFF SEARCH') (adimensionale)

---- SOLO Per AMMASSI ROCCIOSI FRATTURATI - Parametri Criterio di Rottura di
Hoek et al.(2002)-

sgci _____ Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta (in MPa)

GSI _____ Geological Strenght Index ammasso(adimensionale)

mi _____ Indice litologico ammasso(adimensionale)

D _____ Fattore di disturbo ammasso(adimensionale)

NOTA BENE:

FATTORI DI RIDUZIONE NTC2018/EC-7: $\gamma_{PHI}=1.25$ e $\gamma_C=1.25$ - ATTIVATI (Solo per Ammassi Rocciosi)

Ai sensi delle NTC2018/EC-7 i parametri di resistenza al taglio caratteristici sono stati ridotti

con i fattori riduttivi (tab. 6.2.II delle NTC 2018) per ottenere i parametri di progetto.

SOLO nel caso di ammassi rocciosi fratturati, dai parametri sopra indicati in tabella, relativi al criterio di rottura Hoek et al. (2002), sono stati ricavati i parametri equivalenti geomeccanici CARATTERISTICI locali di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso considerato (c' , Φ')

tali parametri equivalenti sono stati infine RIDOTTI, per ricavare i valori di PROGETTO,

tramite i coefficienti parziali riduttivi, di cui alla tab. 6.2.II delle NTC 2018

USO DI CRITERIO DI ROTTURA PER AMMASSI ROCCIOSI FRATTURATI -----

CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al. (2002,2006) - non-lineare - Generalizzato, secondo Lei et al.(2016)

----- INFORMAZIONI GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM -----

*** PARAMETRI PER LA GENERAZIONE DELLE SUPERFICI

MOTORE DI RICERCA: RANDOM SEARCH - Siegel (1981)

FILTRAGGIO SUPERFICI: ATTIVATO

COORDINATE X1,X2,Y OSTACOLO : 0.00 0.00 0.00

LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI (m)*: 2.2 (+/-) 50%

INTERVALLO ASCISSE RANDOM STARTING POINT (Xmin .. Xmax): 6.75 55.63

LIVELLO MINIMO CONSIDERATO (Ymin): 0.00

INTERVALLO ASCISSE AMMESSO PER LA TERMINAZIONE (Xmin .. Xmax): 12.18
58.88

TOTALE SUPERFICI GENERATE: 15000

*NOTA IMPORTANTE: La lunghezza media dei segmenti non viene considerata nel caso di uso del motore di ricerca NEW RANOM SEARCH

----- INFORMAZIONI PARAMETRI DI CALCOLO -----

METODO DI CALCOLO: MORGENSTERN - PRICE (Morgenstern & Price, 1965)

METODO DI ESPLORAZIONE CAMPO VALORI (λ_0, F_{s0}) ADOTTATO : A (rapido)

COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO K_h : 0.0000

COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO K_v (assunto Positivo): 0.0000

COEFFICIENTE $c=K_v/K_h$ UTILIZZATO: 0.5000

FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE IN TESTA (kN/m): 0.00

FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE ALLA BASE (kN/m): 0.00

N.B. Le forze orizzontali addizionali in testa e alla base sono poste uguali a 0 durante le tutte le verifiche globali.

I valori >0 impostati dall'utente sono utilizzati solo in caso di verifica singola

9.3 – Analisi e verifica del fronte della Stazione 5

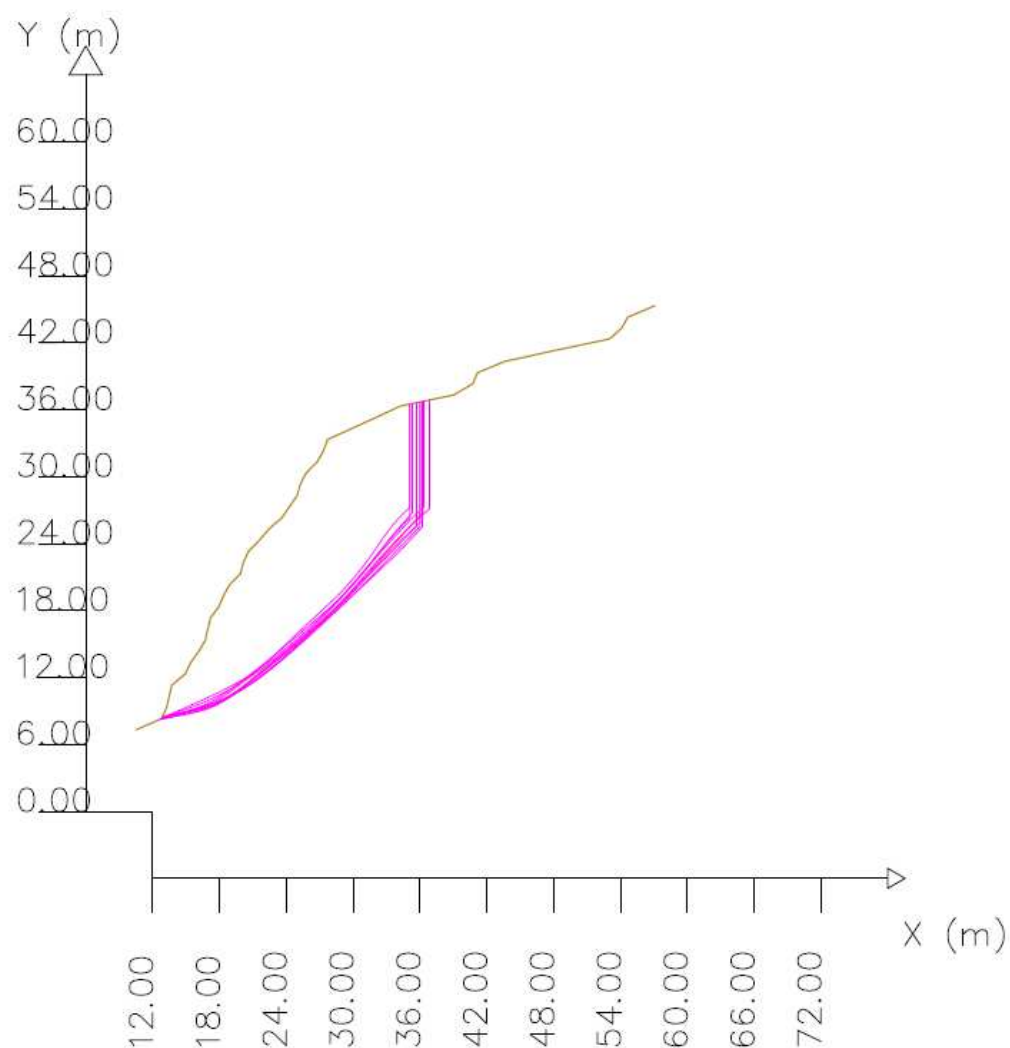
Nella successiva foto 11 è rappresentato il versante roccioso della Stazione 5 dove è stato individuato il profilo del versante utilizzato per la verifica di stabilità.



Foto 11 – Panoramica fronte roccioso della stazione 5

9.3.1 – Classificazione dell'ammasso roccioso

Di seguito è riportata la stima della classificazione e i calcoli delle verifiche di stabilità finalizzate all'individuazione del fattore di sicurezza.



Modello di calcolo : Morgenstern – Price (1965)

DATI 10 SUP. CON MINOR F_s

F_s minimo : 4.1007

Range F_s : 4.1007 – 4.1263

Differenza % Range F_s : 0.62

Coefficiente Sismico orizzontale – K_h : 0.0000

Coefficiente Sismico verticale – K_v : 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici – N.: 15000

Lunghezza media segmenti (m) : 1.9

Range X inizio generazione : 11.5 – 53.4

Range X termine generazione : 16.1 – 56.2

Livello Y minimo considerato : 0.0

Figura 14 – Profilo e curve di minor valore di F_s della stazione 5

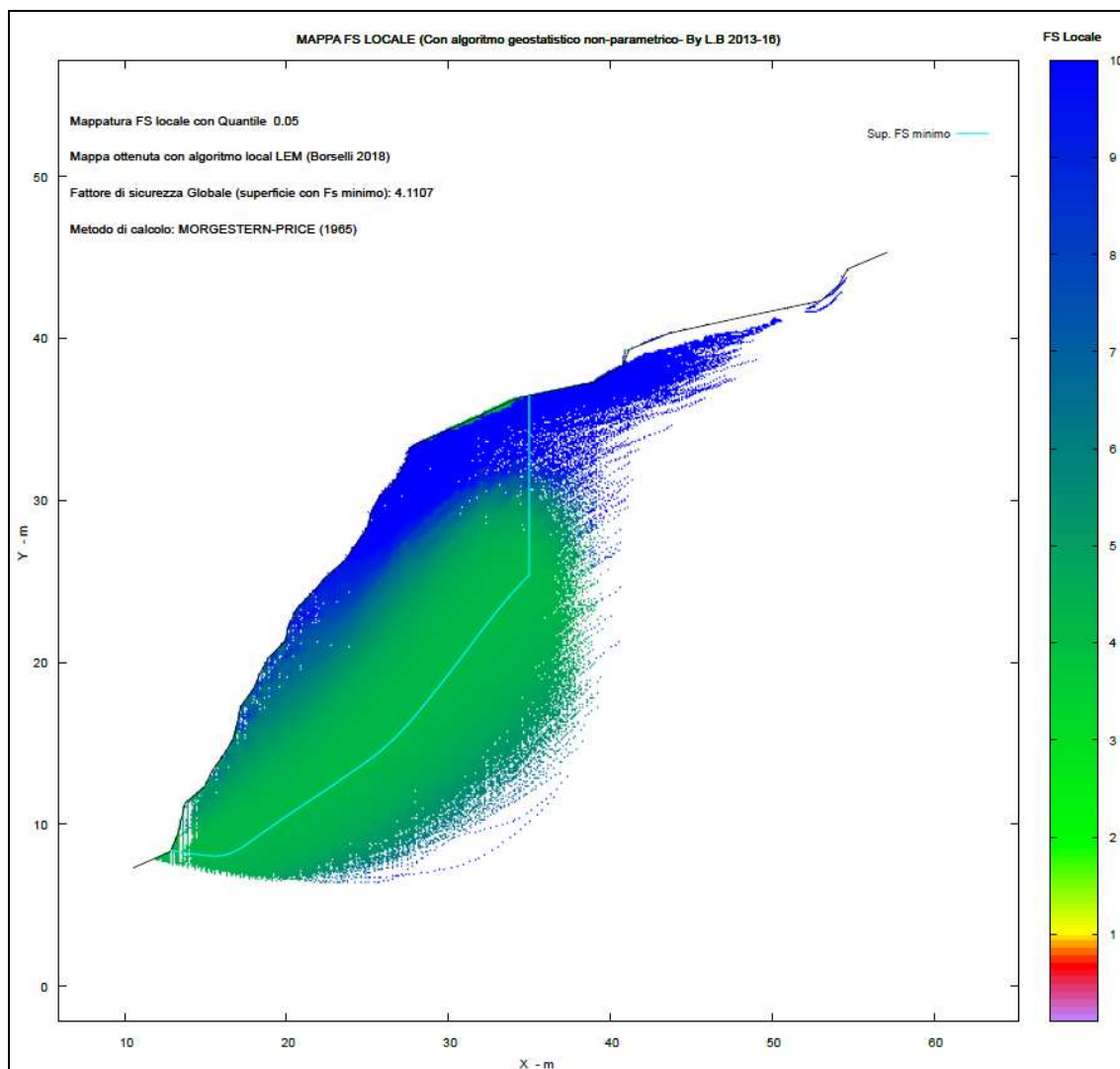


Figura 15 – Mappa dei valori di F_s locale della stazione 5

9.3.2 – Riepilogo report di calcolo St5

Modello pendio: Stazione 05.mod

----- PARAMETRI DEL MODELLO DEL PENDIO -----

___ PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X,Y (in m) ___

SUP T.		SUP 2		SUP 3		SUP 4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
10.54	7.32	-	-	-	-	-	-
12.82	8.32	-	-	-	-	-	-
13.26	9.32	-	-	-	-	-	-
13.50	10.32	-	-	-	-	-	-
13.73	11.32	-	-	-	-	-	-
14.93	12.32	-	-	-	-	-	-

15.41	13.32	-	-	-	-	-	-
16.13	14.32	-	-	-	-	-	-
16.73	15.32	-	-	-	-	-	-
17.19	17.32	-	-	-	-	-	-
17.94	18.32	-	-	-	-	-	-
18.36	19.32	-	-	-	-	-	-
18.91	20.31	-	-	-	-	-	-
19.90	21.31	-	-	-	-	-	-
20.15	22.32	-	-	-	-	-	-
20.63	23.32	-	-	-	-	-	-
21.61	24.32	-	-	-	-	-	-
22.47	25.32	-	-	-	-	-	-
23.62	26.32	-	-	-	-	-	-
24.99	28.32	-	-	-	-	-	-
25.26	29.32	-	-	-	-	-	-
25.78	30.32	-	-	-	-	-	-
26.78	31.32	-	-	-	-	-	-
27.34	32.32	-	-	-	-	-	-
27.70	33.32	-	-	-	-	-	-
32.10	35.32	-	-	-	-	-	-
34.25	36.32	-	-	-	-	-	-
39.00	37.31	-	-	-	-	-	-
40.75	38.32	-	-	-	-	-	-
41.18	39.32	-	-	-	-	-	-
43.62	40.32	-	-	-	-	-	-
48.16	41.32	-	-	-	-	-	-
53.04	42.34	-	-	-	-	-	-
54.12	43.32	-	-	-	-	-	-
54.66	44.29	-	-	-	-	-	-
57.10	45.32	-	-	-	-	-	-

-- ASSENZA DI FALDA --

----- PARAMETRI GEOMECCANICI DI PROGETTO RIDOTTI (ai sensi NTC2018/EC-7) - Riduzione attivata Solo per ammassi rocciosi

sgci	GSI	fi` mi	C` D	Cu	Gamm	Gamm_sat	STR_IDX
------	-----	-----------	---------	----	------	----------	---------

LEGENDA: fi` _____ Angolo di attrito interno efficace(in gradi)

C` _____ Coesione efficace (in Kpa)

Cu _____ Resistenza al taglio Non drenata (in Kpa)

Gamm _____ Peso di volume terreno fuori falda (in KN/m^3)

Gamm_sat __ Peso di volume terreno immerso (in KN/m³)
 STR_IDX __ Indice di resistenza (usato in solo in 'SNIFF SEARCH')
 (adimensionale)
 ---- SOLO Per AMMASSI ROCCIOSI FRATTURATI - Parametri
 Criterio di Rottura di Hoek et al.(2002)-
 sigci _____ Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta (in
 MPa)
 GSI _____ Geological Strenght Index ammasso(adimensionale)
 mi _____ Indice litologico ammasso(adimensionale)
 D _____ Fattore di disturbo ammasso(adimensionale)

NOTA BENE:

FATTORI DI RIDUZIONE NTC2018/EC-7: gammaPHI=1.25 e
 gammaC=1.25 - ATTIVATI (Solo per Ammassi Rocciosi)

Ai sensi delle NTC2018/EC-7 i parametri di resistenza al taglio
 caratteristici sono stati ridotti

con i fattori riduttivi (tab. 6.2.II delle NTC 2018) per ottenere i
 parametri di progetto.

SOLO nel caso di ammassi rocciosi fratturati, dai parametri sopra
 indicati in tabella,

relativi al criterio di rottura Hoek et al. (2002), sono stati ricavati i
 parametri equivalenti

geomeccanici CARATTERISTICI locali di resistenza al taglio
 dell'ammasso roccioso considerato (c',Phi')

tali parametri equivalenti sono stati infine RIDOTTI, per ricavare i
 valori di PROGETTO,

tramite i coefficienti parziali riduttivi, di cui alla tab. 6.2.II delle NTC
 2018

USO DI CRITERIO DI ROTTURA PER AMMASSI ROCCIOSI
 FRATTURATI -----

CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al.(2002,2006) - non-lineare -
 Generalizzato, secondo Lei et al.(2016)

----- INFORMAZIONI GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM -----

*** PARAMETRI PER LA GENERAZIONE DELLE SUPERFICI

MOTORE DI RICERCA: RANDOM SEARCH - Siegel (1981)

FILTRAGGIO SUPERFICI : ATTIVATO

COORDINATE X1,X2,Y OSTACOLO : 0.00 0.00
 0.00

LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI (m)*: 1.9 (+/-) 50%

INTERVALLO ASCISSE RANDOM STARTING POINT (Xmin .. Xmax):
 11.47 53.38

LIVELLO MINIMO CONSIDERATO (Y_{min}): 0.00
INTERVALLO ASCISSE AMMESSO PER LA TERMINAZIONE (X_{min} ..
 X_{max}): 16.13 56.17
TOTALE SUPERFICI GENERATE : 15000
*NOTA IMPORTANTE: La lunghezza media dei segmenti non viene
considerata nel caso
di uso del motore di ricerca NEW RANOM SEARCH

----- INFORMAZIONI PARAMETRI DI CALCOLO -----

METODO DI CALCOLO : MORGENSTERN - PRICE (Morgenstern & Price,
1965)

METODO DI ESPLORAZIONE CAMPO VALORI (λ_0, F_{s0})
ADOTTATO : A (rapido)

COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO K_h : 0.0000

COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO K_v (assunto Positivo): 0.0000

COEFFICIENTE $c=K_v/K_h$ UTILIZZATO : 0.5000

FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE IN TESTA (kN/m): 0.00

FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE ALLA BASE (kN/m): 0.00

N.B. Le forze orizzontali addizionali in testa e alla base sono poste uguali a
0

durante le tutte le verifiche globali.

I valori >0 impostati dall'utente sono utilizzati solo in caso di verifica
singola

10 - CONCLUSIONI

La discarica di Candiazzus è stata impostata sfruttando lo scavo residuale prodotto dalla passata attività mineraria dedicata alla coltivazione della barite. Lo scavo, a seguito del conferimento di inerti, è stato colmato per $\frac{3}{4}$ della sua altezza complessiva e allo stato attuale rimangono disponibili ampi spazi per il proseguo dell'attività di conferimento.

Lo scavo si sviluppa secondo un allungamento preferenziale in direzione NE-SO lasciando a tutt'oggi ampie pareti di contenimento ancora libere, infatti il versante a monte dello scavo ha altezze comprese tra i 20 e 32 m, mentre il versante di valle presenta altezze comprese tra 7 e 12 m.

Le pareti costituite prevalentemente da rocce più o meno fratturate riguardano i versanti nord, est e sud (Stazioni St1, St2, e St3), alle quali seguono pareti costituite da materiali massivi arenacei e argillosi ormai diagenizzati (Stazioni St4 e St5) dove la fratturazione è praticamente assente.

Le analisi geomeccaniche e le verifiche di stabilità degli ammassi rocciosi relative alle pareti della discarica sono state eseguite in coincidenza delle suddette stazioni che rappresentano singolarmente ampie aree di omogeneità geologica e geostrutturale.

Le verifiche di stabilità per le stazioni St1, St2, e St3, sono state eseguite seguendo le metodologie di classificazione di Bieniawsky (indice RMRc – 1993) e Romana (indice SRM - 1985); dove sono ben visibili i sistemi di fratturazione della roccia.

Nelle stazioni St4 e St5 in assenza di fratturazione dell'ammasso, la verifica di stabilità del versante è stata eseguita seguendo il principio dell'equilibrio limite (LEM) proposto da Mohr e Coulomb, preceduta da una classificazione del fronte di scavo secondo il metodo di Hoek (indice GSI -1994).

I risultati conseguiti sono di seguito riportati:

Stazione St1: La stazione presenta un fronte micro-fratturato superficialmente, in cui non si individuano strutture importanti di rilievo, l'altezza del fronte è di 32 m e la pendenza è di 70°; la classificazione dell'ammasso roccioso ha evidenziato un indice RMRc pari a 66 al quale corrisponde una qualità dell'ammasso "*buona*" (par. 8.1 - tabella 25). Anche la classificazione secondo Romana evidenzia una qualità dell'ammasso "*buono*" con un indice SRM pari a 84,6, da cui si ricava che il versante non ha necessità di opere di sostegno (par. 8.1 - tabella 29). La verifica di stabilità ha fornito un fattore di sicurezza $F_s=3,47$ con la verifica sismica e $F_s=2,93$ con la verifica non sismica.

Stazione St2: Il fronte si presenta micro-fratturato superficialmente, in esso non si individuano fratture di rilievo, l'altezza del fronte è 7 m e la pendenza è 85°. La classificazione dell'ammasso roccioso ha evidenziato un indice RMRc pari a 62 secondo il quale corrisponde una qualità dell'ammasso "*buona*" (par. 8.2 - tabella 31). Anche la classificazione secondo Romana evidenzia una qualità dell'ammasso "*buono*" con un indice SRM pari a 75,5, da cui si ricava che il versante non ha necessità di opere di sostegno (par. 8.2 - tabella 33). La verifica di stabilità ha fornito un fattore di sicurezza $F_s=5,01$ con la verifica sismica e $F_s=4,17$ con la verifica non sismica.

Stazione St3: Il fronte presenta una fratturazione diffusa su tutta la superficie, in esso si individuano alcune fratture sub-verticali, parallele e senza intersezione reciproca, l'altezza del fronte è 12 m e la pendenza è 85°. La classificazione dell'ammasso roccioso ha evidenziato un indice RMRc pari a 54 secondo il quale corrisponde una qualità dell'ammasso "*scadente*" (par. 8.3 - tabella 35). Anche la classificazione secondo Romana evidenzia una qualità dell'ammasso "*scadente*" con un indice SRM pari a 67,50, da cui si ricava che il versante, localmente ha necessità di opere di sostegno (par. 8.3 - tabella 37). Nel caso specifico è plausibile pensare ad un disgaggio del fronte e ad opere di sostegno di tipo leggero (reti metalliche in aderenza al fronte). La verifica di stabilità ha fornito un fattore di sicurezza $F_s=2,96$ con la verifica sismica e $F_s=2,48$ con la verifica non sismica; ciò indica che in ogni caso non vi sono movimenti franosi in atto.

Stazione St4: Il fronte si presenta omogeneo e senza lineamenti e/o fratture; l'altezza del fronte è 30 m e la pendenza è 70°. La classificazione dell'ammasso roccioso ha evidenziato un indice GSI pari a 55 che corrisponde ad una qualità dell'ammasso "*discreta*" (par. 9.4 - figura 11). La

verifica di stabilità ha fornito un fattore di sicurezza $F_s=3,89$; ciò indica che in ogni caso non vi sono movimenti franosi in atto.

Stazione St5: Il fronte si presenta omogeneo e senza fratture, l'altezza del fronte è 25 m e la pendenza è 70° . La classificazione dell'ammasso roccioso ha evidenziato un indice GSI pari a 55 secondo il quale corrisponde una qualità dell'ammasso "*discreta*" (par. 9.4 - figura 11). La verifica di stabilità ha fornito un fattore di sicurezza $F_s=4,10$; ciò indica che in ogni caso non vi sono movimenti franosi in atto.

Sulla base di quanto detto si afferma che allo stato attuale nel sito non ci siano movimenti franosi.

Va inoltre evidenziato che il proseguo dell'attività di conferimento porterà ad innalzare il piano di carreggio e di conseguenza le pareti del catino di accumulo saranno, di volta in volta, ulteriormente contrastate dal materiale stoccato e compattato, aumentando in tal modo la stabilità dei versanti.

Marzo 2024