



MARZO 2022

COMUNE DI SASSARI

**AMPLIAMENTO DELLE VOLUMETRIE DEL MODULO 4
DELLA DISCARICA RSU IN LOC. SCALA ERRE (A.I.A. N.
2 DEI 30/07/2019)**

VERIFICA DI ASSOGGETTABILITÀ A V.I.A.

Costituenti ATI

Montana

Ing. Antonio Fraghì

Ing. Giuseppe Fraghì

Geol. Alessandro Grosso

ELABORATO 03

RELAZIONIE GEOTECNICA

**Responsabile del
Procedimento**

Ing. Pierpaolo Piroddi

Progettisti

Ing. Alberto Angeloni / O. Ing. Prov. MI n. 20024

Ing. Antonio Fraghì / O. Ing. Prov. SS n. 452

Ing. Giuseppe Fraghì / O. Ing. Prov. SS n. 1583

Geol. Alessandro Grosso / O. Geol. Reg. Sardegna n. 472

Codice elaborato

2456_4838_R03_Rev0_GEOTEC.docx



Memorandum delle revisioni

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
2456_4838_R03_Rev0_GEOTEC.docx	03/2022	Prima emissione	M. Scudu/M. Maroni	A.Fraghì	A.Angeloni

Montana S.p.A.

Via Angelo Fumagalli 6, 20143 Milano
P.Iva 10414270156 - Cap. Soc. 600.000,00 € Tel. +39 02 54 11 81 73
Fax +39 02 54 12 98 90
www.montanambiente.com



INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. INQUADRAMENTO DEL PROGETTO	6
3.1 INQUADRAMENTO GENERALE DEL SITO	6
3.2 INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO	6
3.3 STATO DI FATTO	10
3.4 STATO DI PROGETTO.....	10
3.5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI	11
3.5.1 Terreni naturali	11
3.5.2 Argilla di impermeabilizzazione del sistema di confinamento del fondo	14
3.5.3 Rifiuti	14
4. INQUADRAMENTO SISMICO	18
4.1 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO	19
4.1.1 Coefficienti sismici di progetto	20
5. VERIFICHE DI STABILITÀ	22
5.1 COMBINAZIONI DI CARICO	22
5.1.1 Verifiche combinazione fondamentale	22
5.1.2 Verifiche combinazione sismica	23
5.1.3 Introduzione all'analisi di stabilità.....	23
5.1.4 Metodo di calcolo adottato	27
5.1.5 Risultati delle verifiche di stabilità globale	28

Allegati

Allegato 01 Prospezione sismica di tipo MASW

1. PREMESSA

Il presente elaborato è predisposto su disposizione del comune di Sassari nell'ambito dell'Integrazione dell'incarico di progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva delle opere di realizzazione del modulo 10 nello stesso sito di discarica. CIG: 7916352C52 E CUP: B85I18000180004, inerente alla richiesta della **“Verifica di Assoggettabilità a V.I.A. dell’ampliamento delle volumetrie del modulo 4 - discarica rsu in loc. Scala erre (a.i.a. n. 2 dei 30/07/2019).**

L'Amministrazione Comunale intende procedere all'ampliamento per ulteriori 50.000 mc delle volumetrie del Modulo 4 della discarica RSU in Loc. Scala Erre (A.I.A. n. 2 del 30/07/2019) e, pertanto, occorre avviare con sollecitudine la procedura per la modifica delle attuali autorizzazioni ambientali, senza l'occupazione di superfici aggiuntive mediante innalzamento della quota massima di coltivazione.

La presente costituisce la relazione di verifica della stabilità delle opere nella configurazione di ampliamento di progetto a corredo del progetto sopra citato.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (nel seguito indicate come NTC 2018);
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
- Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali – UNI
- Eurocodice 7.2 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio – UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito – UNI

3. INQUADRAMENTO DEL PROGETTO

3.1 INQUADRAMENTO GENERALE DEL SITO

L'area in esame ricade all'interno della regione storica della Nurra, nel territorio comunale di Sassari (SS). L'area come visibile nella Figura 3.1 è ubicata nella località denominata Scala Erre a circa 10 km a sud-ovest dell'abitato di Porto Torres.

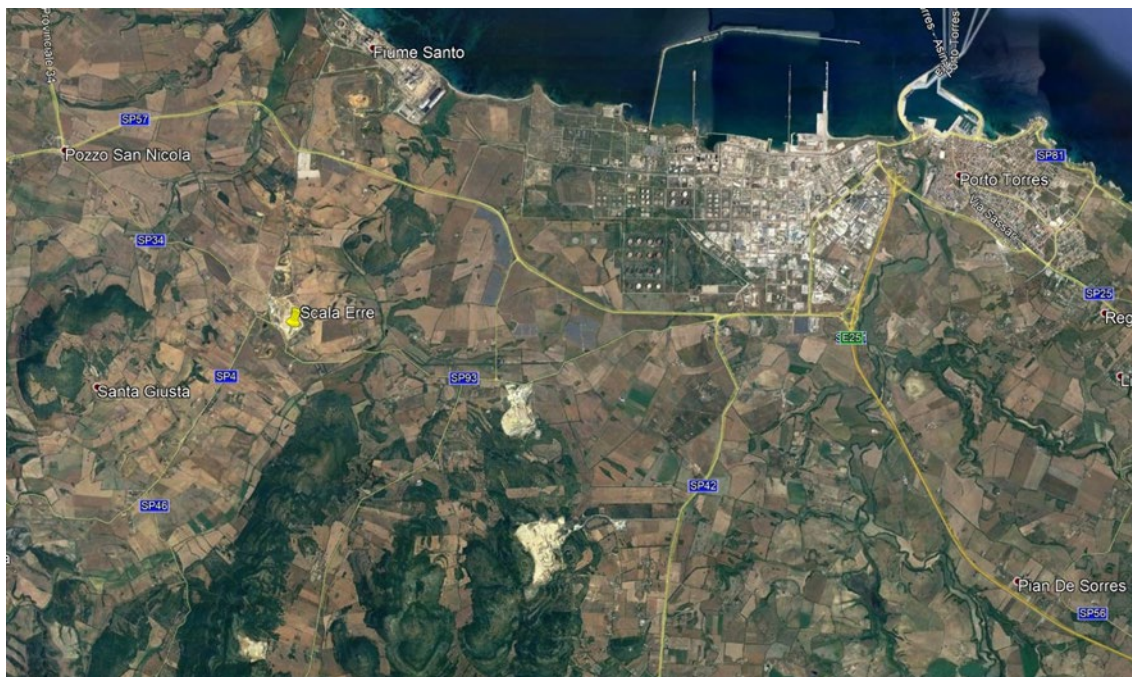


Figura 3.1: Inquadramento aereo

3.2 INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO

Nella cartografia ufficiale il sito di interesse è contenuto:

- Nel Foglio 440 Sez. II "Pozzo San Nicola" della carta dell'I.G.M. in scala 1:25.000 (Figura 3.2);
- Nel Foglio 440 n. 160 "Santa Giusta" del CTR numerico della Regione Sardegna in scala 1:10.000 (Figura 3.3);
- Nel NCT il lotto di interesse è contraddistinto al Foglio 28 (Figura 3.4);
- Inquadramento da satellite (Figura 3.5).

A completamento delle informazioni sull'ubicazione dell'area di studio, in Tabella 3.1 si riportano le Coordinate Geografiche WGS 84 e Gauss-Boaga.

Tabella 3.1: Coordinate Geografiche WGS 84 e Gauss-Boaga dell'area.

GEOGRAFICHE WGS 84		GAUSS-BOAGA ROMA 40	
Latitudine	Longitudine	N	E
40.813488	8.284829	4518309.34	1439707.98

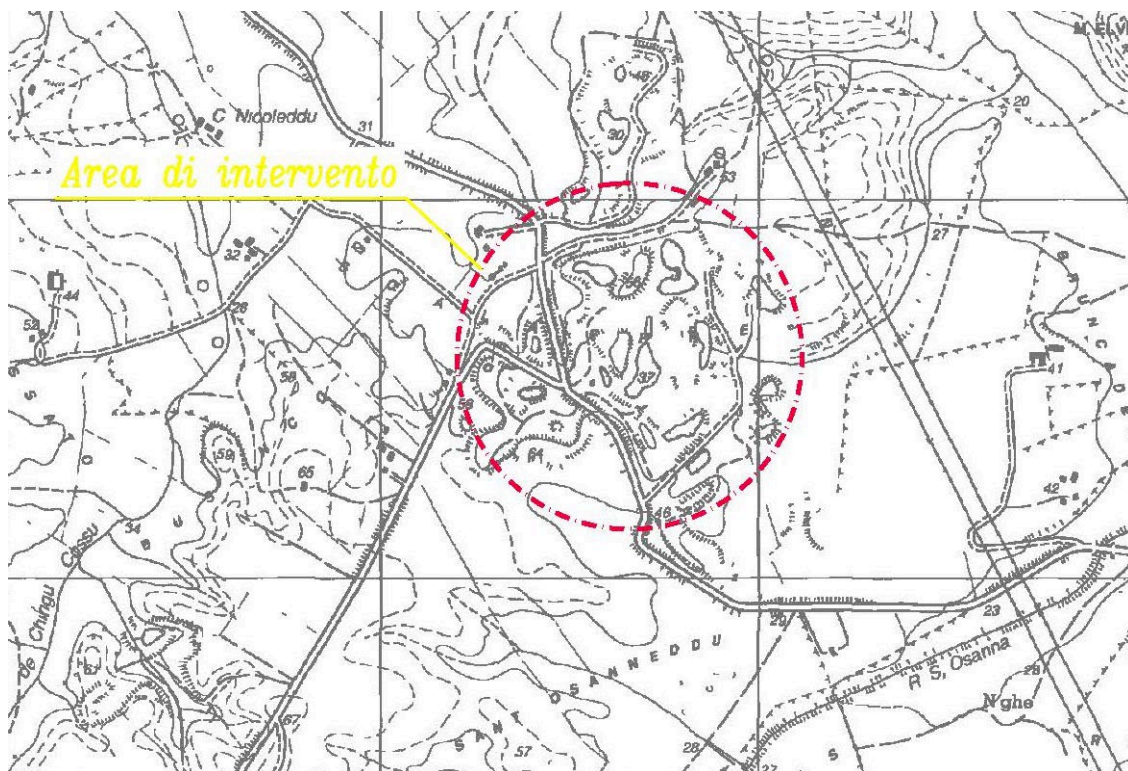


Figura 3.2: Stralcio del foglio 440 Sez. II "Pozzo San Nicola" della carta dell'I.G.M.

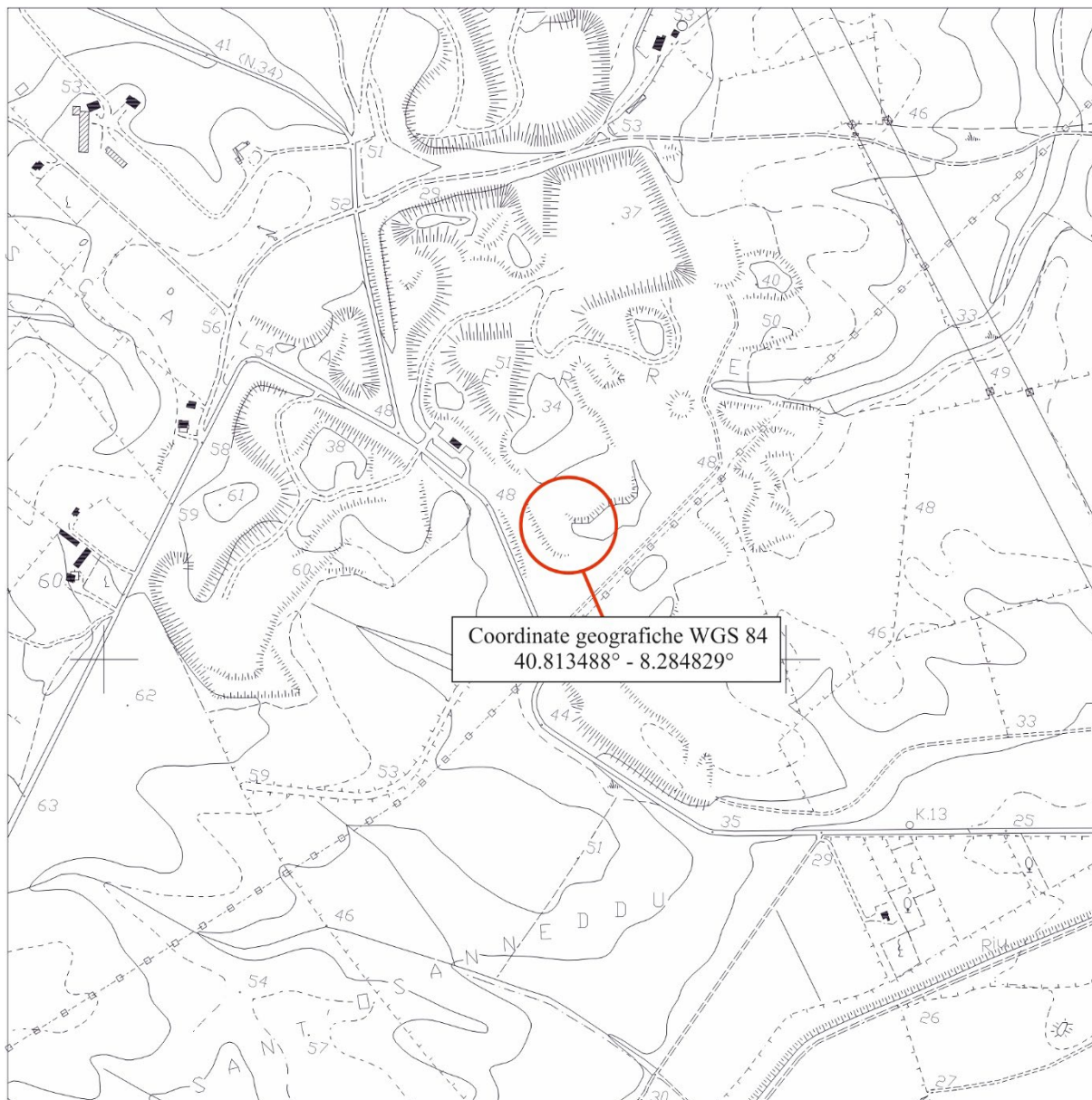


Figura 3.3: Stralcio del Foglio 440 n. 160 "Santa Giusta" del CTR numerico della Regione Sardegna in scala 1: 10.000.

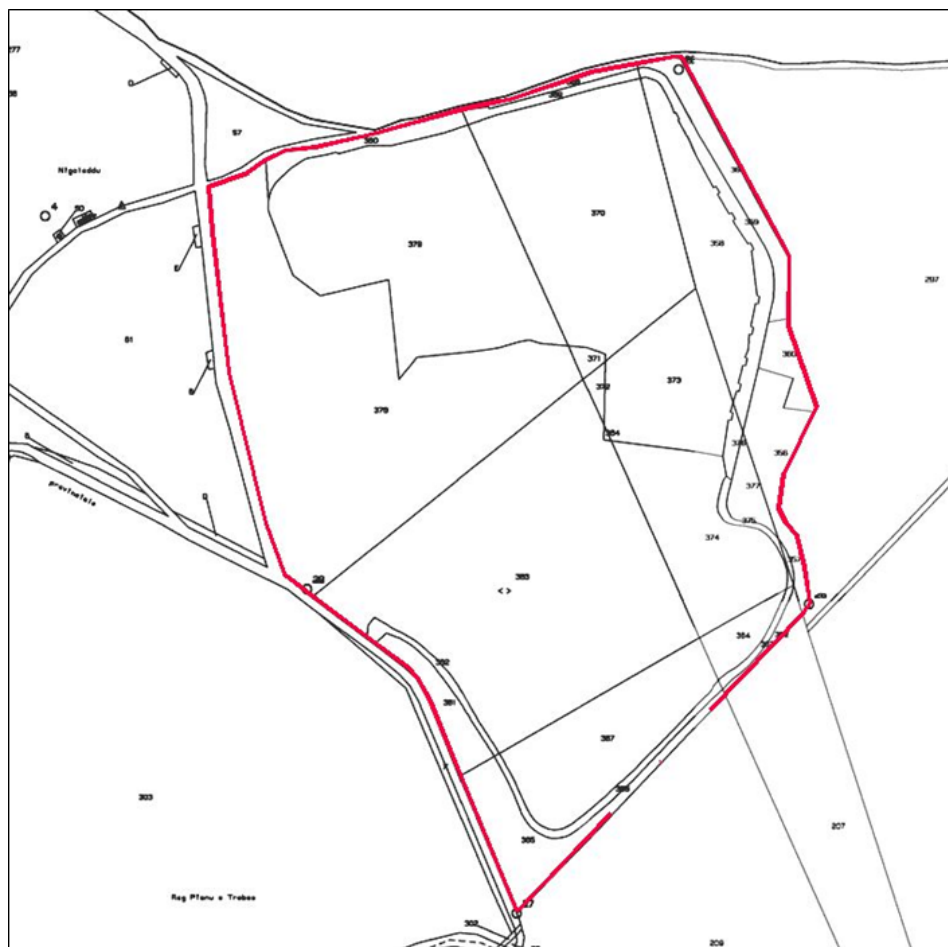


Figura 3.4: stralcio del NCT dell'area interessata dalla discarica, Foglio 28 (non in scala).



Figura 3.5: Foto aerea dell'area, in rosso il modulo 4

3.3 STATO DI FATTO

Il Modulo 4 è ad oggi in coltivazione, con una volumetria residua al 30.09.2021 pari a circa 26.500 mc. Le morfologie relative al rilievo eseguito in data 30.09.2021 sono riportate nella figura seguente.

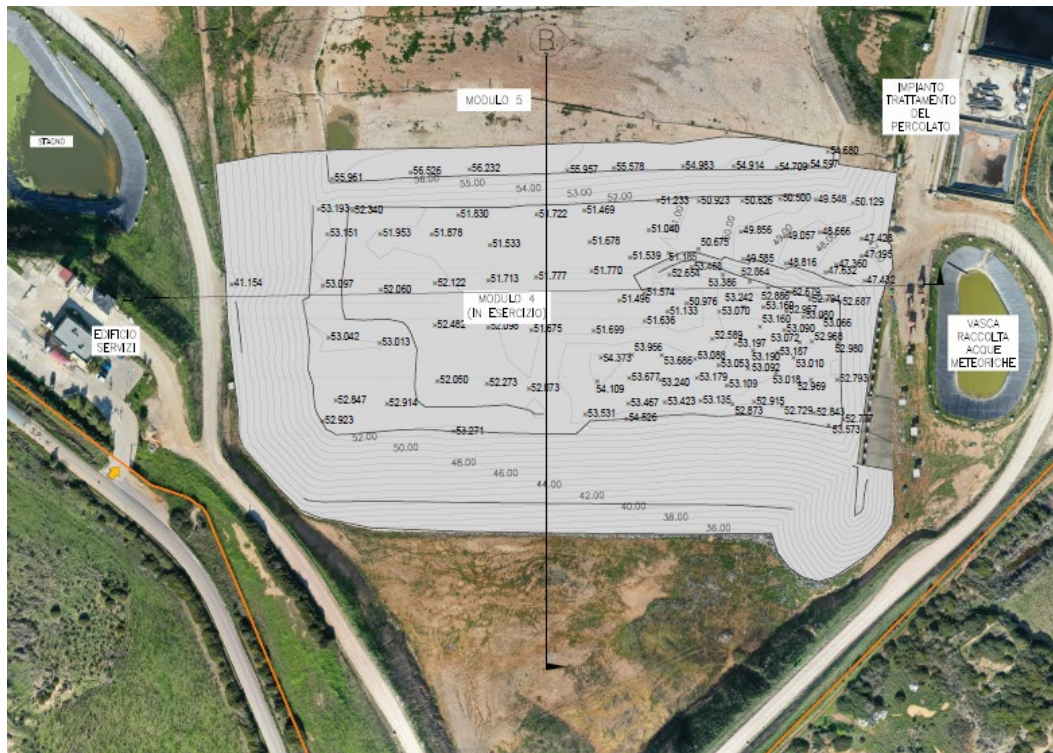


Figura 3.6: Stato di fatto del conferimento nel Modulo 4 (rilievo 30.09.2021)

3.4 STATO DI PROGETTO

Il progetto di ampliamento non prevede la modifica di alcuna parte della vasca e dell'impianto esistente in generale, posto che si configura esclusivamente come la prosecuzione in elevazione della coltivazione in atto.

Le uniche modifiche sono pertanto l'aumento della volumetria, delle quote assolute e delle pendenze finali di abbancamento dei rifiuti.

L'ampliamento sarà predisposto a partire dal piano di fine coltivazione autorizzato ed andrà in parte in appoggio sul retrostante Modulo 5.

Il volume totale di progetto è pari a 50.000 mc.

Il progetto prevede una configurazione finale a calotta con pendenze crescenti dal colmo/centro del corpo rifiuti verso il bordo dello stesso. In particolare sono previste pendenze pari a circa il 5% sulla porzione di colmo e di circa 40% nelle zone perimetrali, in continuità con le pendenze di conferimento attualmente in essere per il Modulo 4.

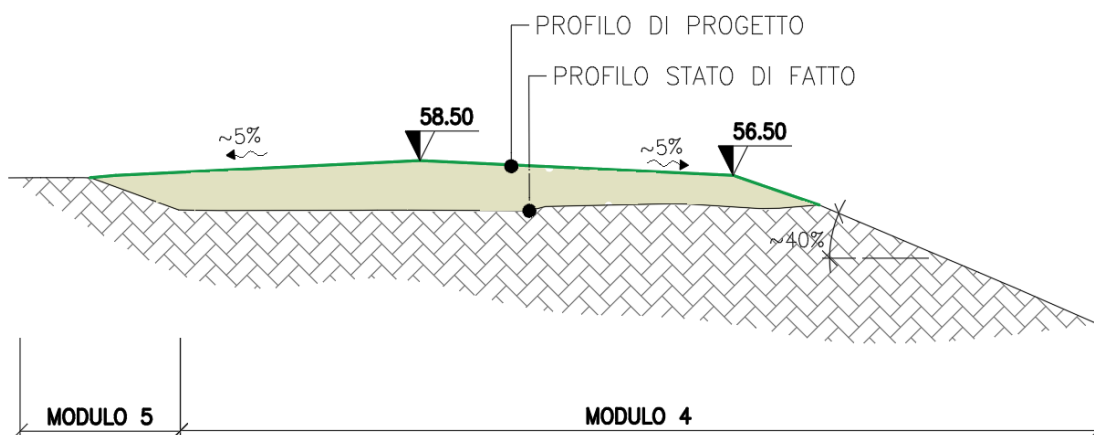


Figura 3.7: Sezione trasversale di progetto

A fine conferimento, la quota di colmo del corpo rifiuti sarà pari a 58,50 m s.l.m.m..

Lo spessore medio dei rifiuti di progetto, al netto delle volumetrie autorizzate rimanenti pari a circa 26.500 mc, è pari a circa 3 m.

Nella figura seguente è schematizzata la sezione di calcolo utilizzata nelle verifiche di stabilità della configurazione di progetto, con indicata la stratigrafia dei materiali costituenti la sezione di calcolo.

La sezione di calcolo, tracciata perpendicolarmente alla linea di massima pendenza del corpo rifiuti e passante per il colmo, rappresenta la sezione di verifica ritenuta più critica.

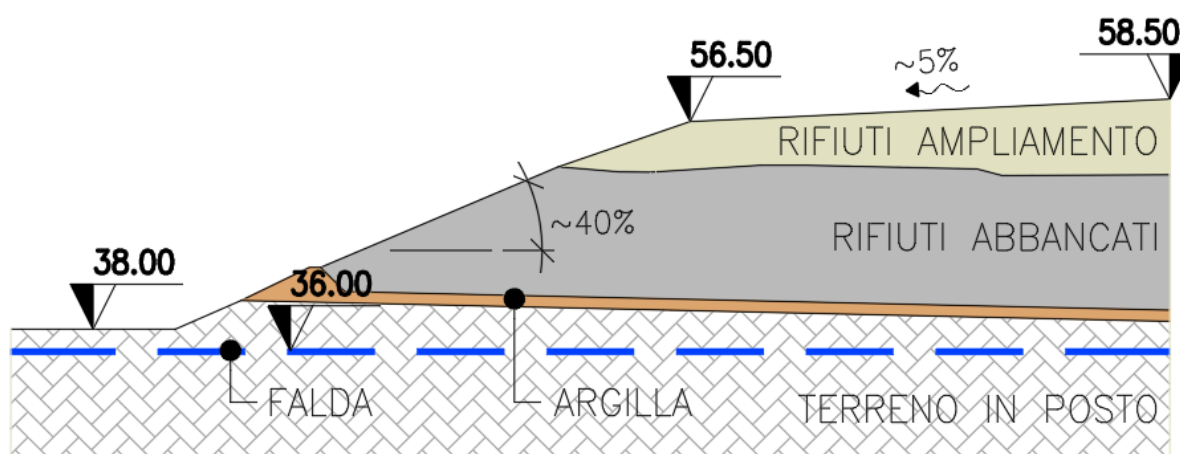


Figura 3.8: Sezione di calcolo

3.5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI

I parametri geotecnici riportati nel seguito ed assunti nei calcoli, sono da intendersi quali valori caratteristici dello stato limite considerato nelle verifiche di stabilità eseguite.

3.5.1 Terreni naturali

Lo schema stratigrafico di riferimento per la determinazione del modello geologico e geotecnico del terreno di imposta dell'area d'intervento, ricavato dai sondaggi eseguiti nell'ambito di un intervento di studio della medesima area di Scala Erre, è riportato nella sottostante **Tabella 4.1**.

Tabella 4.2: Schema stratigrafico di riferimento

PROFONDITÀ (M DAL P.C.)	DESCRIZIONE
0.00 – 0.50	Terreno di riporto
0.50 – 4.00	Livelli litificati conglomeratici con clasti da millimetrici a centimetrici
4,00 – 5.00	Clasti in matrice argillosa con ciottoli da millimetrici a centimetrici
5.00 – 18.00	Argilla limosa con clasti di quarzo e ciottoli
18.50 – 23.50	Ghiaia fine con ciottoli centimetrici, con qualche livello litificato
23.40 – 35.00	Argilla sabbiosa-limosa
35.00 – 40.00	Alternanza di livelli litificati in matrice argillosa e sabbia argillosa.
Falda acquifera	Intercettata a – 27,00 e – 38,00 m dal p.c.
Livello piezometrico statico	9,55 m

I valori dei parametri geotecnici caratteristici quali angolo di attrito, coesione e peso di volume, sono stati ottenuti attraverso prove di laboratorio e in situ eseguite dalla ditta Geosarda s.n.c. durante il precedente lavoro relativo al progetto di realizzazione di un nuovo modulo di discarica nel sito “Scala Erre”.

In Tabella 3.3 e Tabella 3.4 vengono esposti i parametri ricavati da prove SPT in sito riferiti al sondaggio PZ9 posto nelle immediate vicinanze del lotto in esame e spinto fino alla profondità di 40 m.

Tabella 3.3: Elaborazione dati prove SPT

PZ9 N. PROVA	NSPT (CORRETTO PER PRESENZA FALDA)	PROF. STRATO (M)	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO	MODULO DI YOUNG (MPA)	MODULO DI POISSON
1	37	5,65	24°	42	0,28
2	44	11,45	32°	46	0,27
3	100	18,45	40°	69	0,15

Tabella 3.4 Elaborazione dati prove SPT eseguite su PZ9

PZ9 N. PROVA	NSPT (CORRETTO PER PRESENZA FALDA)	PROF. STRATO (M)	CLASSIFICAZIONE AGI
1	37	5,65	Addensato
2	44	11,45	Addensato
3	100	18,45	Molto addensato

Sui campioni prelevati dal sondaggio sono state eseguite, presso il laboratorio autorizzato Geosystem di G.B.Demontis con sede a Quartucciu (CA), le seguenti prove:

- n° 1 prova triassiale consolidata non drenata CU per la verifica degli stati tensionali;
- n° 1 prova edometrica per la verifica dei cedimenti e dei coefficienti di permeabilità;
- n° 1 limiti di Atterberg;

Nelle seguenti tabelle vengono specificate le analisi effettuate su ciascun campione.

Tabella 3.5: Limiti di Atterberg su PZ9

N. SONDAGGIO	DETERMINAZIONE LIMITI DI ATTERBERG	RISULTATO %
PZ9	Limite liquido	52
	Limite plastico	25
	Indice di plasticità	27

Tabella 3.6: Risultati prova triassiale consolidata non drenata CU

N. SONDAGGIO	PROVA TRIASSIALE			
	Fase di consolidazione	Provino 1	Provino 2	Provino 3
PZ9 (07,00 -7,50 m)	Pressione applicata (kPa)	400,0	500,0	600,0
	Pressione interstiziale iniziale U_0 (kPa)	384,5	486,9	585,0
	Pressione interstiziale finale U_f (kPa)	311,6	313,4	312,2
	Acqua espulsa (cmc)	1,60	1,91	1,95
	Fase di rottura	Provino 1	Provino 2	Provino 3
	Tensione deviatorica (kPa)	136,0	227,1	272,5
	Deformazione assiale (%)	14,76	8,39	8,39
	Pressione interstiziale finale U_f (kPa)	63,0	87,0	121,80
	Stress path ($s' f$) (kPa)	105,3	211,1	290,5
	Stress path ($t' f$) (kPa)	68,0	92,12	109,56
	Coefficiente di pressione interstiziale A	0,46	0,44	0,54

Il terreno in sito, in corrispondenza del volume significativo, è costituito da una alternanza di livelli argillosi più o meno litificati e ghiaie e sabbie a matrice argillosa. Dai risultati delle prove penetrometriche SPT si nota un deciso miglioramento delle caratteristiche geotecniche dei terreni con la profondità. L'interpretazione dei dati della prova di taglio triassiale consolidata non drenata CU eseguita sul campione di argilla consistente prelevato in una bancata argillosa (7,0÷7,5 m da p.c.), valutando la retta di interpolazione relativa al diagramma dello "Stress path" (piano s' , t'), restituisce valori di coesione efficace dell'ordine di 40 KPa.

Nel modello di calcolo il sedime di imposta dell'opera è stato prudenzialmente assimilato ad un semispazio omogeneo, a comportamento parzialmente attritivo e parzialmente coesivo, con parametri caratteristici conservativi valutati facendo riferimento alle porzioni più superficiali indagate.

Sulla base dei dati sopra riportati, si riportano di seguito i parametri geotecnici dei terreni naturali utilizzati nelle verifiche di stabilità.

Tabella 7.7: Parametri geotecnici dei terreni naturali

DESCRIZIONE:	TERRENO NATURALE
Peso unità di volume	18 KNm ³
Coesione efficace	10 kPa
Angolo di attrito secante	24°

3.5.2 Argilla di impermeabilizzazione del sistema di confinamento del fondo

Le caratteristiche geotecniche dell'argilla utilizzata quale strato di impermeabilizzazione nella costruzione del sistema di confinamento naturale del fondo e argine di contenimento laterale, assunte cautelativamente nel modello di calcolo, sono quelle tipiche (con approccio conservativo) dei materiali argillosi impiegati nella costruzione dei sistemi di impermeabilizzazione, sottoposti a processi di lavorazione mediante stesa e compattazione per strati.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici dello strato di impermeabilizzazione del fondo vasca e arginello di contenimento laterale utilizzati nelle verifiche di stabilità.

Tabella 7.8: Parametri geotecnici dell'argilla di impermeabilizzazione del fondo vasca e arginello di contenimento laterale

DESCRIZIONE:	ARGILLA DI IMPERMEABILIZZAZIONE
Peso unità di volume	18 KNm ³
Coesione efficace	15 kPa
Angolo di attrito secante	20°

3.5.3 Rifiuti

I rifiuti che verranno conferiti nell'area di ampliamento sono gli stessi autorizzati nell'impianto in essere.

Con riferimento alla tipologia di rifiuti dei quali si chiede l'autorizzazione, sulla base dell'esperienza maturata dalla scrivente, e sulla base di consolidati dati bibliografici, sono state cautelativamente stimate le caratteristiche geotecniche del rifiuto che verrà conferito.

Si riporta di seguito una breve trattazione a riguardo della caratterizzazione dei rifiuti che saranno abbancati.

La caratterizzazione meccanica dei rifiuti solidi urbani presenta dei limiti dovuti alle caratteristiche proprie dei materiali: elevata deformabilità, eterogeneità dei materiali che formano lo scheletro solido, processi di decomposizione e mineralizzazione, non completa saturazione del materiale, etc..

Sebbene le suddette caratteristiche obblighino a tener conto di fattori generalmente non considerati nelle prove sui terreni, come le dimensioni dei costituenti, l'alta compressibilità, i metodi di messa a dimora in sito, cui è correlato il grado di compattazione in sito e la struttura del rifiuto, i parametri geotecnici da ricavare per poter caratterizzare dal punto di vista della resistenza i rifiuti solidi urbani possono essere assimilati a quelli della Meccanica delle Terre.

I rifiuti solidi urbani, così come i terreni, costituiscono un mezzo polifase, composto da una fase solida, una fase liquida e una fase gassosa. Rispetto ai terreni, tuttavia, i rifiuti presentano alcune differenze sostanziali.

Per quanto riguarda la fase solida, ai fini di una loro caratterizzazione geotecnica, possono essere distinte tre diverse categorie di materiali, per i quali valgono le seguenti assunzioni:

- materiali inerti stabili (vetri, metalli, scarti di lavorazioni edilizie ecc.), per i quali il comportamento meccanico di insieme può sostanzialmente essere ricondotto a quello dei grani di un terreno naturale sia pure grossolano ed eterogeneo,

- materiali altamente deformabili (tessuti, la carta ed il materiale plastico), complicano notevolmente il modello meccanico in quanto questi elementi possono essere disposti in modo da subire grandi deformazioni immediatamente dopo l'applicazione di carichi di entità anche modesta e presentano un comportamento assimilabile a quello dei rinforzi in una terra rinforzata,

- il materiale organico facilmente degradabile (vegetali, scarti di sostanze alimentari, ecc..) fa sì che i rifiuti subiscano importanti e significative trasformazioni chimico-fisiche in tempi relativamente brevi. La composizione percentuale di ciascuna categoria di materiali all'interno del corpo della discarica, chiaramente, ne influenza i parametri del corpo rifiuti.

La caratterizzazione dei rifiuti solidi urbani è stata studiata da diversi autori che, utilizzando sia campi prova in vera grandezza sia prove di laboratorio su campioni di grandi dimensioni, hanno rilevato che i rifiuti urbani se sottoposti a deformazioni progressive non manifestano, in generale, un valore limite superiore di resistenza al taglio, ma si deformano mobilitando resistenze al taglio sempre crescenti.

Elevati valori di resistenza al taglio mobilitati con ampie deformazioni (si veda Figura 3.9), sono presumibilmente da considerarsi come prova di un comportamento simile ad un 'terreno rinforzato' in cui i componenti di rifiuti fibrosi, come plastica, tessili, carta, cartone o rami di legno, possono agire come un "rinforzo" e contribuire ad aumentare la coesione o la resistenza come in un terreno rinforzato. In considerazione di questo, i rifiuti misti possono essere considerati come un materiale composito costituito da due componenti: una "matrice di base" comprendente grani fini o medi, per lo più particelle simili al terreno e aventi un comportamento attritivo, e una "matrice di rinforzo", comprendente larghi strati laminari come le componenti fibrose dei rifiuti.

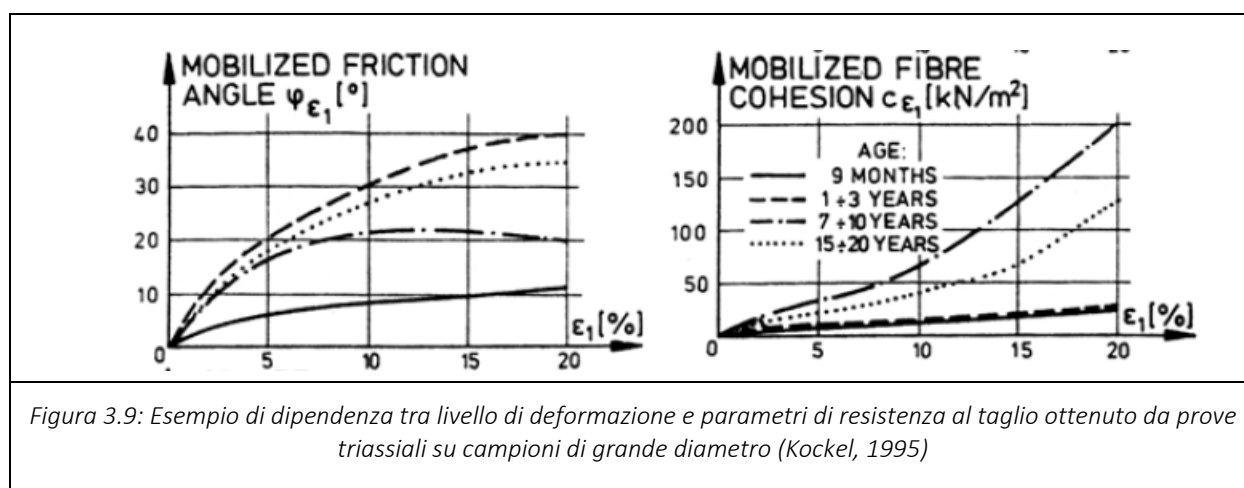
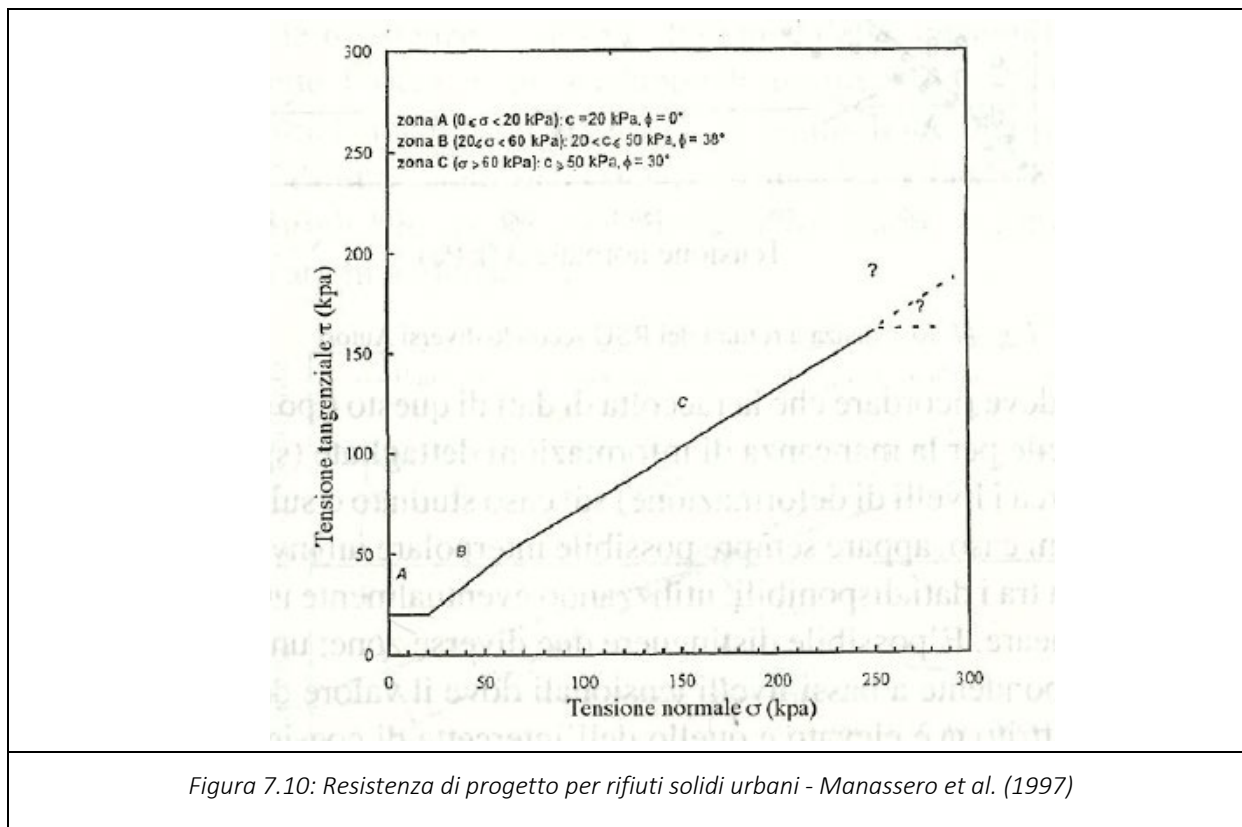


Figura 3.9: Esempio di dipendenza tra livello di deformazione e parametri di resistenza al taglio ottenuto da prove triassiali su campioni di grande diametro (Kockel, 1995)

Convenzionalmente, il valore di resistenza al taglio dei rifiuti fa riferimento a deformazioni dell'ordine del 20%.

I parametri di resistenza dei rifiuti sono, tra gli altri fattori, funzione della pressione di confinamento (si veda Figura 7.3).



Osservando questo fenomeno, gli autori raccomandano di attribuire differenti valori dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione in funzione della tensione di confinamento ed in particolare individuano tre zone:

- zona A, corrispondente a bassi stati tensionali ($0 \text{ kPa} < \sigma_v < 20 \text{ kPa}$), dove il comportamento dei rifiuti è di tipo coesivo e in cui si potranno utilizzare valori di $\phi = 0^\circ$ e $c \approx 20 \text{ kPa}$;
- zona B, corrispondente a intermedi livelli tensionali ($20 \text{ kPa} < \sigma_v < 60 \text{ kPa}$), dove il comportamento dei rifiuti è principalmente di tipo attritivo e in cui si potranno utilizzare valori di $\phi \approx 38^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$;
- zona C, corrispondente a valori di tensionali elevati ($\sigma_v > 60 > \text{kPa}$), dove il comportamento dei rifiuti è sia attritivo che coesivo e in cui si potranno utilizzare valori di $\phi \approx 30^\circ$, $c \geq 20 \text{ kPa}$.

Per quanto riguarda il peso di volume, il valore iniziale dipende da differenti fattori quali: grado di compattazione, contenuto d'acqua, composizione merceologica, contenuto organico.

Il peso di volume dei vecchi rifiuti dipende, invece, dal grado di decomposizione e, pertanto, dal tempo, dalla profondità e da alcuni fattori ambientali e generalmente il suo valore è superiore rispetto a quello di un rifiuto di analoghe caratteristiche, ma di recente origine.

I valori del peso di volume risultano comunemente compresi tra $6\text{-}11 \text{ kN/m}^3$ e con valori per rifiuti poco o per nulla compattati dell'ordine di $3\text{-}4 \text{ kN/m}^3$, oppure per rifiuti molto compattati con valori dell'ordine di $17\text{-}18 \text{ kN/m}^3$.

Alla luce delle considerazioni svolte, nel modello di calcolo i rifiuti dell'ampliamento di progetto sono stati equiparati a quelli già autorizzati.

Il corpo rifiuti è stato considerato sottoposto globalmente a tensioni di confinamento assimilabili al caso di elevati stati tensionali, operando, a scopo cautelativo, una riduzione dei parametri geotecnici di riferimento (riduzione della coesione efficace). I parametri geotecnici del materiale "rifiuto" utilizzati nelle verifiche di stabilità sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 7.9: Caratteristiche geotecniche dei rifiuti conferiti sia autorizzati che in ampliamento

DESCRIZIONE:	RIFIUTO
Peso unità di volume	1,0 t/m ³
Coesione efficace	10 kPa
Angolo di attrito secante	30°

4. INQUADRAMENTO SISMICO

L'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 ("Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica") prevede la classificazione sismica del territorio nazionale, e dispone che le Regioni provvedano "ai sensi dell'art. 94, comma 2, lettera a), del decreto legislativo n. 112 del 1998, e sulla base dei criteri generali di cui all'allegato 1, all'individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche" (art. 2).

In particolare l'ordinanza istituisce, rispetto alla classificazione sismica precedente, una zona sismica 4, che comprende tutti i territori precedentemente esclusi dalla classificazione sismica; in tali territori, a rischio sismico molto basso, "è lasciata facoltà alle singole Regioni di introdurre o meno l'obbligo della progettazione antisismica".

La Regione Sardegna ha recepito la classificazione sismica proposta nell'Ordinanza 3274/03 con la DGR 15/31 del 30/03/2004 che recepisce la classificazione sismica dei Comuni della Sardegna, così come riportato nell'allegato A dell'Ordinanza 3274/2003 in cui tutti i Comuni dell'isola sono classificati in zona 4.

Ai sensi delle Norme Tecniche vigenti a livello nazionale, ovvero il D.M. 17 gennaio 2018, "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", la classificazione sismica e le azioni sismiche sono definite a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Il decreto definisce le caratteristiche sismiche in una maglia di punti uniformemente distribuiti sul territorio.

Per quanto riguarda la Regione Sardegna, in Tabella 2 del D.M. 14 gennaio 2008 vengono forniti i valori di a_g , FO e T^*C costanti in tutto il territorio dell'isola.

Sulla base di questi valori sono stati determinati i valori caratteristici della sismicità del sito; in particolare, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale (i cui valori numerici sono riportati in Tabella 4.1):

- a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- FO valore massimo di fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tabella 4.1: Parametri caratteristici della sismicità del sito per diversi tempi di ritorno

TR	A _(g)	F ₀	TC*
30	0,0186	2,61	0,273
50	0,0235	2,67	0,296
72	0,0274	2,70	0,303
101	0,0314	2,73	0,307
140	0,0351	2,78	0,313
201	0,0393	2,82	0,322
475	0,05	2,88	0,34
975	0,0603	2,98	0,372
2475	0,0747	3,09	0,401

4.1 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

Per la determinazione di parametri sismici da utilizzare nelle verifiche di stabilità riportate nel prosieguo della presente relazione, sono state fatte le seguenti assunzioni progettuali.

- Classe d'uso, ovvero la classe nella quale sono suddivise le opere, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nel caso in esame è stata ipotizzata Classe d'uso III, poiché trattasi di "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".
- Vita nominale dell'opera VN, 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"; a partire da questo valore viene calcolato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR tramite la relazione $VR=VN*CU$, dove CU è il coefficiente d'uso della classe III (pari ad 1,5); nel caso in esame, trattandosi di un'opera ordinaria, è stato assegnato il valore minimo proposto dalla norma, pari a 50 anni (che in ogni caso è superiore alla vita utile dell'impianto. Il valore del periodo di riferimento è quindi pari a $VR=VN*CU= 50*1,5 = 75$ anni.

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, funzione dello stato limite di riferimento, legate al periodo di riferimento Vr ed al tempo di ritorno dalla relazione

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

In funzione dei parametri suddetti, sono stati quindi calcolati i valori di ag, F0, T*C e del periodo di ritorno per i diversi stati limite di esercizio e stati limite ultimi (rif. Tabella 4.2).

Tabella 4.2: Valori dei parametri sismici in funzione degli stati limite

STATI LIMITE		P_{VR}	TEMPO DI RITORNO (ANNI)	A_G (G)	F_0	T^*_c (SEC)
SLE	SLO	81%	45	0,022	2,658	0,291
	SLD	63%	75	0,028	2,704	0,304
SLU	SLV	10%	712	0,056	2,936	0,358
	SLC	5%	1462	0,066	3,027	0,384

dove:

- STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)
 - SLO (Stato Limite di Operatività): 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;
 - SLD (Stato Limite di Danno): 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- STATI LIMITE ULTIMI (SLU)
 - SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita): 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
 - SLC (Stato Limite di Prevenzione del Collasso): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli nei 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.

4.1.1 Coefficienti sismici di progetto

I dati derivanti dalla pericolosità sismica di base (a_g , F_0 , T_C^*), insieme alla categoria di sottosuolo ed alle condizioni topografiche del sito, sono necessarie per la determinazione delle azioni sismiche.

Sulla base di tali valori possono essere calcolati gli spettri di risposta elastici in accelerazione e gli spettri di progetto (rif § 3.2.3.2 e § 3.2.3.4 e § 3.2.3.5 delle NTC 2018).

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

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>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

La categoria di sottosuolo è stata definita mediante una specifica prova MASW eseguita in sito (rif. Allegato 1).

Per il sito di progetto si può considerare:

- Categoria di sottosuolo D;
- Categoria topografica T2;

da cui:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1,80
- S_t = coefficiente di amplificazione topografica = 1,20

Con riferimento ai parametri sismici rappresentativi dello stato ultimo di salvaguardia della vita (SLV), è possibile stimare i seguenti coefficienti sismici per la determinazione delle azioni di progetto (valido per verifiche di fronti di scavo e rilevati, come di seguito dettagliato):

$$F_h = 0,046$$

$$F_v = 0,023$$

$$A_{max/g} \text{ (Accelerazione orizzontale massima attesa al sito)} = 0,121$$

5. VERIFICHE DI STABILITÀ

Si riportano di seguito le analisi di stabilità condotte rispetto alla configurazione geometrica di progetto, considerando la configurazione a fine conferimento rifiuti; le verifiche sono state seguite sia in condizioni statiche che in condizione di sisma con presenza di azione sismica di progetto concomitante.

5.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Individuate le caratteristiche geotecniche dei terreni, in accordo con la normativa, nelle verifiche di stabilità sono state prese in considerazione separatamente le seguenti combinazioni delle azioni (par. 2.5.3 delle NTC18):

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

dove il simbolo “+” assume il significato di “combinato con”.

5.1.1 Verifiche combinazione fondamentale

Le verifiche allo stato limite SLV (stato limite di salvaguardia della vita) sono state condotte ai sensi del cap. 6.8 delle NTC 2018 “Opere di materiali sciolti e fronti di scavo” e del capitolo 7.11.4 “Fronti di scavo e rilevati”.

Le verifiche sono state condotte applicando il cosiddetto Approccio 1 definito dalle NTC18, ed in particolare è stata utilizzata la Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle Norme.

Tabella 5.1: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni (ex Tab. 6.2.II delle NTC18)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE	COEFFICIENTE	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{m,\varphi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'	$\gamma_{m,c}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_u	$\gamma_{m,cu}$	1,00	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

Tabella 5.2: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (ex Tab. 6.2.I delle NTC18)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 5.3: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (ex Tab. 6.8.I delle NTC18)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1.1

5.1.2 Verifiche combinazione sismica

Nelle verifiche di sicurezza in condizioni sismiche, in accordo al § 7.11.4 delle NTC 2018, è stato applicato il metodo pseudo statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente sono espresse come:

$$F_h = K_h \cdot W$$

$$F_v = K_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 delle NTC 2018 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$$\beta_s = 0,38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV);}$$

Per quanto concerne la **progettazione per azioni sismiche** per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, in accordo con le NTC 2018 (ex par. 7.11.4. Fronti di scavo e rilevati), le verifiche sono state condotte secondo il cosiddetto Approccio 1 definito dalle NTC18, ed in particolare è stata utilizzata la Combinazione 2 (A2+M2+R2), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1,2$.

Coefficienti sismici (SLV) per le verifiche di Fronti di scavo e rilevati (NTC 2018 § 7.11.4)

I coefficienti sismici di progetto sono riportati al precedente §. 4.1.1 .

5.1.3 Introduzione all'analisi di stabilità

Cenni teorici

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma_v - u) \cdot \tan \phi' = c' + \sigma_v' \cdot \tan \phi'$$

dove:

τ = resistenza a taglio, con le dimensioni di uno sforzo;

c' = coesione;

u = pressione neutra;

ϕ' = angolo d'attrito interno

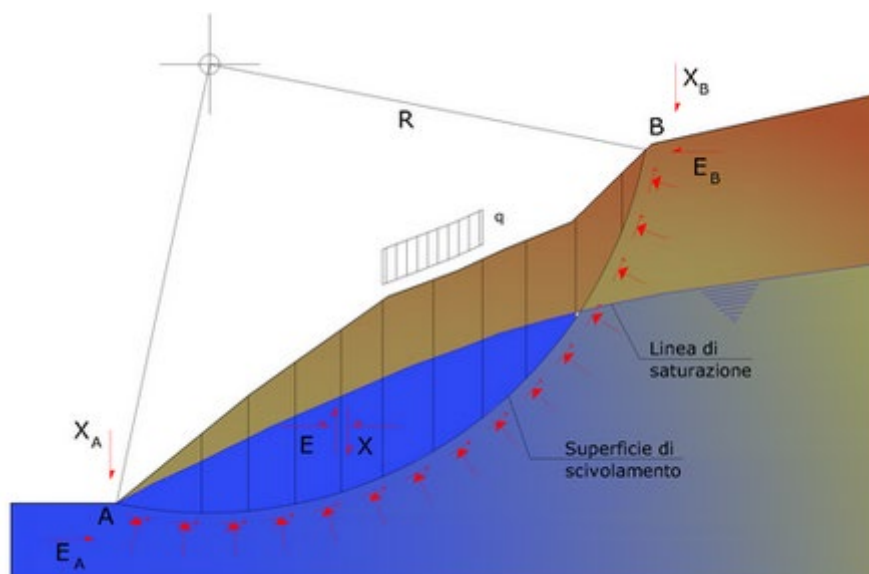
- In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

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, ecc.), 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, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza

$$F = \tau_f / \tau$$

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.).



Rappresentazione di una sezione di calcolo di un pendio

Metodo dei conci

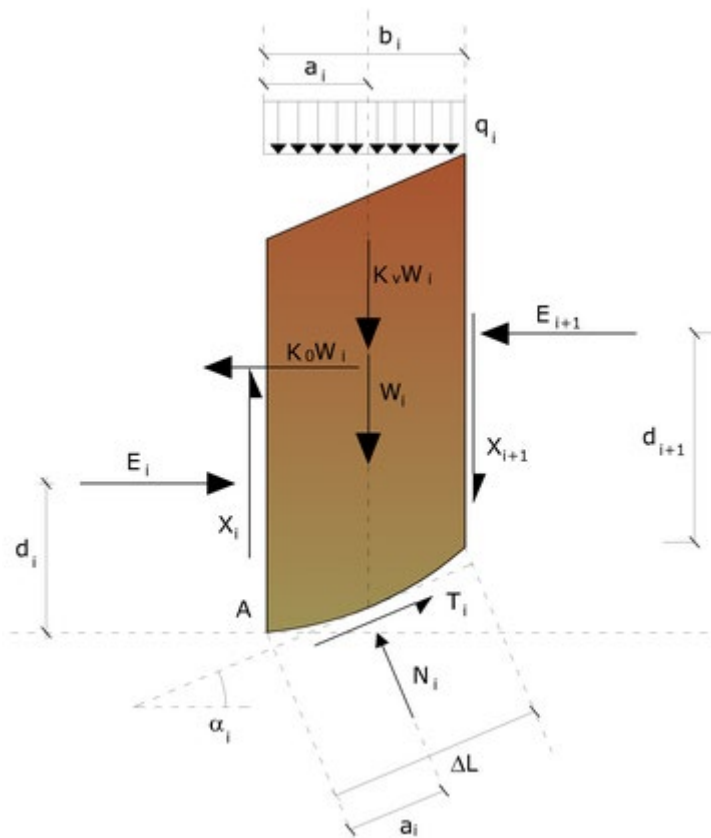
La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci.

Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;

- n valori della coordinata "a" che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- (n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.



Azioni sul concio i-esimo

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti n;
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n;
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n;
- Equazioni relative al criterio di rottura n;

Totale numero di equazioni 4n.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

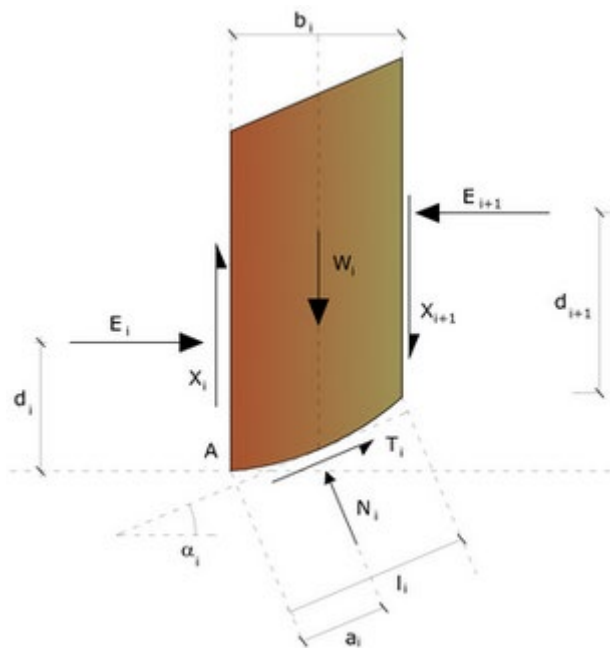
Metodo di Bishop (1955)

Metodo valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare. Non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

- $\Sigma F_v = 0$,
- $\Sigma M_0 = 0$,
- Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Bishop (metodo ordinario)

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da “m” righe e “n” colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia “m” x “n” e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

5.1.4 Metodo di calcolo adottato

Le analisi di stabilità sono state condotte utilizzando un codice di calcolo che consente la ricerca automatica delle superfici critiche mediante il procedimento dell'equilibrio limite, secondo il metodo di Bishop (1955); tale metodo consiste nell'individuare le possibili superfici di scivolamento che coinvolgono uno o più materiali e verificare, per ciascuna di esse, l'equilibrio del cuneo di materiali sovrastanti, considerato come se fosse un corpo rigido.

Lo studio è stato impostato in accordo con il DM 14 gennaio 2018.

Le verifiche sono state effettuate considerandone gli effetti a lungo termine, parametrizzando le caratteristiche geotecniche dei terreni in termini di sforzi efficaci.

Le verifiche in condizioni statiche (combinazione fondamentale) sono state condotte applicando ai diversi parametri geotecnici caratteristici i relativi fattori parziali di sicurezza, nella combinazione di calcolo A2+M2+R2, introducendo già nel calcolo la riduzione per il coefficiente parziale γ_r pari a 1.1 (aliquota R2).

Le verifiche in condizioni sismiche (combinazione sismica) sono state condotte con un approccio pseudo statico, considerando l'azione sismica di progetto, rappresentata dai coefficienti sismici k_h e k_v . In conformità a tale metodo, le componenti orizzontali e verticali delle forze di inerzia sono applicate, mediante il programma di calcolo, nel baricentro della massa potenzialmente instabile e nei baricentri delle singole strisce in cui essa può essere suddivisa. Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte nella combinazione di calcolo A2+M2+R2, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale γ_r pari a 1,2 (aliquota R2).

In base a tali condizioni al contorno, con specifico riferimento a quanto previsto per le opere in materiali sciolti e fronti di scavo ed introducendo già nel calcolo la riduzione per il coefficiente parziale γ_r (aliquota R2), la verifica risulta soddisfatta nel rispetto dell'equazione:

$$R_d \geq E_d$$

essendo R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico ed E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto delle azioni destabilizzanti.

Le verifiche risultano quindi soddisfatte nel rispetto del fattore di sicurezza $FS \geq 1$.

Nelle analisi è stato utilizzato il software “Slope – versione 2022.30.6.1489”, prodotto e commercializzato dalla Geostru Software, verificando le potenziali superfici di rottura in grado di coinvolgere porzioni significative dell'abbancamento considerato.

5.1.5 Risultati delle verifiche di stabilità globale

Nella seguente Tabella 5.4 vengono riassunti i risultati, espressi come fattori di sicurezza, determinati per le diverse analisi svolte.

Tabella 5.4: Risultati analisi di stabilità espressi come fattore di sicurezza FS

FS IN CONDIZIONI STATICHE	FS IN CONDIZIONI SISMICHE
1,56	1,51

Tutte le verifiche di stabilità delle sezioni analizzate nella configurazione di progetto risultano soddisfatte con valori di FS $\geq 1,0$ e soddisfano pertanto il valore minimo richiesto da normativa (FS ≥ 1).

Si riporta nel seguito una figura per ogni verifica effettuata, riportante la superficie di scivolamento caratterizzata dal minor fattore di sicurezza calcolato.

