



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

A.a. 2023/2024

Sessione di Laurea Dicembre 2024

Comportamento all'interfaccia tra geogriglie e materiali riciclati da costruzione e demolizione in rilevati rinforzati

Relatore:

Prof. Claudio Oggeri

Correlatore:

Ing. Marco Casale

Candidato:

Emanuele Garau

Prima di procedere con la trattazione, vorrei dedicare qualche riga a tutti coloro che mi sono stati vicini in questo percorso di crescita personale e professionale.

In primis, un ringraziamento speciale al mio relatore ed al mio correlatore, il Professor Oggeri e l'Ingegnere Casale, per la pazienza e la disponibilità mostrata.

Ringrazio la Professoressa Dino ed il personale del laboratorio del Dipartimento di Geologia dell'Università degli Studi di Torino per la disponibilità e l'aiuto.

Ringrazio le Cave F.G. S.r.l. per il materiale, gli spazi, i mezzi ed il tempo messi a disposizione per il completamento di questo lavoro.

Ringrazio l'Ingegnere Nart della TeMa S.r.l. per aver offerto il materiale testato durante la realizzazione dell'elaborato.

Ringrazio la mia famiglia che mi ha sempre sostenuto, appoggiando ogni mia decisione. Senza di voi non sarei arrivato fin qui.

Grazie ai miei amici per essere stati sempre presenti durante il mio percorso di studi. Grazie per aver ascoltato i miei sfoghi, grazie per tutti i momenti di spensieratezza.

Sommario

Introduzione	2
1 I geosintetici	4
1.1 Le funzioni dei geosintetici	5
1.2 Tipologie di geosintetici	7
1.2.1 I geotessili	8
1.2.2 Le geogriglie	8
1.2.3 Le georeti	8
1.2.4 Le geomembrane	9
1.2.5 GCL	10
1.2.6 Le geoschiume	10
1.2.7 I geocompositi	11
2 Le Geogriglie	13
2.1 Cenni storici	13
2.2 Fabbricazione ed utilizzo	13
2.3 Proprietà delle geogriglie	16
2.3.1 Proprietà fisiche	16
2.3.2 Proprietà meccaniche	17
2.4 Trasmissione delle sollecitazioni	27
2.5 Interazione terreno – geosintetico	29
2.5.1 Coefficiente di pullout	35
2.6 Resistenza ammissibile	36
2.7 Progettazione del rinforzo utilizzando le geogriglie	37
2.7.1 Strade non asfaltate o fondazioni su terreni deboli	37

2.7.1.1	Rinforzo forte:.....	38
2.7.1.2	Rinforzo Debole (Rottura del Rinforzo).....	47
2.7.2	Pendii e argini	49
2.7.2.1	Pendii rinforzati ripidi	51
2.7.2.2	Parametri di progettazione	57
2.7.2.3	Progettazione	58
2.7.2.3.2	Inviluppo della Tensione Massima Richiesta nel Terreno—Passo (2)....	58
2.7.3	Muri rinforzati.....	63
2.7.3.1	Definizione carichi nominali	64
2.7.3.2	Valutazione stabilità esterna	65
2.7.3.3	Valutazione stabilità interna.....	71
2.8	Criticità nella progettazione	76
2.9	Metodi di costruzione.....	77
3	Soluzioni tecnologiche.....	79
3.1	Maccaferri.....	79
3.2	Tenax	81
3.3	Tensor	85
3.4	Terre Armée.....	88
4	Normativa su rifiuti da costruzione e demolizione	91
4.1	Decreto Legislativo n. 152/2006 (Testo Unico Ambientale)	91
4.2	Decreto Ministeriale n. 152/2022	91
4.2.1	Obblighi del recuperatore	91
4.2.2	Criteri di recuperabilità.....	92
4.2.3	Criteri per l’utilizzo degli aggregati recuperati	94
4.3	Decreto Ministeriale n. 127/2024 (Decreto Inerti 2024):	94

4.3.1	Modifiche ed integrazioni.....	94
4.3.2	Definizioni.....	96
4.3.3	Cessazione della qualifica di rifiuto.....	97
4.3.4	Responsabilità del produttore di aggregati recuperati.....	97
4.3.4.1	FIR.....	97
4.3.5	Campioni.....	98
5	Rifiuti da costruzione e demolizione.....	100
5.1	Rifiuti speciali.....	100
5.2	Rifiuti da demolizione e costruzione.....	102
5.2.1	Caratterizzazione.....	103
5.2.2	C&D in rilevati rinforzati.....	105
6	Studio sperimentale.....	108
6.1	Materiale e Metodi.....	108
6.1.1	Aggregato C&D riciclato.....	108
6.1.1.1	Analisi granulometrica.....	110
6.1.1.2	Prova di compattazione Proctor standard.....	112
6.1.1.3	Limiti di Atterberg e Indice di Plasticità.....	116
6.1.2	Geogriglia.....	119
6.1.3	Realizzazione rilevati.....	120
6.1.4	Apparecchiatura e procedure di prova.....	124
6.2	Risultati e discussione dei test di pullout.....	127
6.3	Modellazione numerica.....	137
6.3.1	Risultati e discussione degli scenari inerenti il Rilevato A.....	138
6.3.2	Risultati e discussione degli scenari inerenti il Rilevato B.....	148
6.3.3	Risultati e discussione degli scenari inerenti il Rilevato C.....	159

7	Conclusioni	171
8	Indice delle figure	174
9	Indice delle Tabelle.....	182
10	Bibliografia.....	184
11	Sitografia.....	187

Introduzione

Negli ultimi anni, la gestione dei rifiuti è diventata una delle principali sfide affrontate dall'ingegneria civile a livello globale. Ogni anno vengono prodotti miliardi di tonnellate di rifiuti derivanti da attività di costruzione e demolizione (C&D), come scavi, preparazione dei siti, costruzione, manutenzione e demolizione di edifici e infrastrutture. Poiché il settore delle costruzioni consuma circa la metà delle risorse estratte dalla crosta terrestre, aumenta la pressione sull'industria per adottare soluzioni orientate al riciclo e al riutilizzo dei materiali. In questo contesto, l'utilizzo di materiali riciclati provenienti dai rifiuti C&D come alternativa alle risorse naturali sta emergendo come una soluzione promettente per ridurre l'impatto ambientale, affrontando sia la crescente scarsità di risorse naturali sia il problema dei rifiuti destinati alle discariche. Attualmente, numerosi studi si concentrano sull'impiego di materiali riciclati C&D come terreni o aggregati sostitutivi in diversi progetti di ingegneria geotecnica, tra cui costruzioni stradali, opere di stabilizzazione del terreno e strutture rinforzate con geosintetici.

L'uso dei geosintetici, come geogriglie e geotessili, è ormai largamente diffuso a livello internazionale nei progetti di ingegneria geotecnica e dei trasporti. Questi materiali vengono impiegati come rinforzo in opere quali muri di sostegno, rilevati stradali e ferroviari, pendii ripidi e spalle dei ponti, con l'obiettivo di migliorare le proprietà meccaniche del terreno. Tali strutture rinforzate hanno acquisito grande popolarità grazie ai numerosi vantaggi che offrono: costi contenuti, facilità di realizzazione, elevata flessibilità e adattabilità, la possibilità di utilizzare materiali di riempimento di qualità inferiore e buone prestazioni anche in zone sismiche. Per garantire la sicurezza e l'efficacia di queste strutture durante tutto il loro ciclo di vita, è essenziale comprendere a fondo sia la resistenza a trazione dei geosintetici sia le caratteristiche di interazione tra i geosintetici e i materiali di riempimento nell'area di contatto.

L'obiettivo della tesi, ed in particolare dello studio sperimentale eseguito, è quindi stato approfondire la conoscenza dei materiali geosintetici concentrandosi maggiormente

sulle geogriglie, le loro proprietà meccaniche/fisiche, la progettazione e le soluzioni tecnologiche ad oggi disponibili sul mercato.

Parte della ricerca è stata poi dedicata ai rifiuti da demolizione e costruzione, focalizzandosi principalmente sulla normativa ad oggi vigente, la loro caratterizzazione ed il loro utilizzo nell'ingegneria geotecnica ed ambientale.

La finalità dello studio sperimentale è stato indagare l'interazione tra la geogriglia, offerta per i test dall'Ingegnere Nart della TeMa, con il materiale di riempimento derivante da rifiuti da demolizione e costruzione, attraverso l'esecuzione di diversi test di pullout svolte presso le cave F.G. S.R.L di Pianezza, cava situata in provincia di Torino.

Il comportamento della geogriglia è stato studiato in tre diverse casistiche:

- Rilevato A: costituito per il 50 % di Terra e il restante 50 % da materiale con pezzatura compresa tra 15 e 30 millimetri;
- Rilevato B: realizzato interamente da materiale con granulometria compresa tra 15 e 30 millimetri;
- Rilevato C: costituito da materiale con pezzatura compresa tra 0 e 80 millimetri.

Una volta ottenuti e discussi i risultati forza-spostamento derivanti dalle prove di sfilamento, lo studio si è concentrato sul confrontare l'influenza della presenza della geogriglia in diversi possibili scenari attraverso l'utilizzo del software SLIDE2.

1 I geosintetici

La normativa EN ISO 10318-1:2015, intitolata "Geosintetici – Parte 1: Termini e definizioni", definisce il termine "geosintetico" come un prodotto industriale composto almeno in parte da polimeri sintetici o naturali, presentandosi sotto forma di fogli, strisce o strutture tridimensionali, e destinato all'uso in contatto con il terreno o altri materiali per applicazioni nell'ingegneria geotecnica e civile. Questi materiali, per lo più polimerici, organici o tessili, sono venduti in rotoli e vengono classificati in base al loro metodo di produzione.

Sin dal 1977, anno in cui si svolse a Parigi la prima conferenza dedicata ai geosintetici, questi materiali hanno guadagnato importanza come soluzioni ingegneristiche in molte applicazioni di ingegneria civile, quali trasporti, geotecnica, tutela ambientale, opere idrauliche e sviluppo urbanistico. Lo sviluppo e l'innovazione nei prodotti geosintetici sono stati e continuano a essere estremamente rapidi. Numerosi fattori hanno contribuito alla diffusione di questi materiali nel settore dell'ingegneria civile, tra cui:

- Rapida installazione;
- Sostituzione delle materie prime;
- Ampia disponibilità e intensa promozione commerciale;
- Competitività economica rispetto ai terreni o altri materiali da costruzione;
- Ridotta impronta di carbonio: i geosintetici presentano un impatto ambientale significativamente inferiore rispetto alle soluzioni tradizionali, grazie a una minore impronta di carbonio, rendendoli una scelta più sostenibile.

I principali settori professionali interessati dall'uso dei geosintetici sono i trasporti, la geotecnica, l'ingegneria ambientale ed idraulica. Tuttavia, ogni attività che coinvolge suolo, roccia e acque sotterranee può beneficiare di questi materiali. "Geo" si riferisce chiaramente alla terra, mentre "sintetici" sottolinea che questi prodotti sono realizzati principalmente in modo artificiale. La loro produzione avviene quasi esclusivamente attraverso l'uso di polimeri derivati dall'industria delle materie plastiche, ottenuti da idrocarburi, anche se in alcuni casi si utilizzano fibra di vetro, gomma e materiali naturali.

1.1 Le funzioni dei geosintetici

Koerner (2016) evidenzia che ogni categoria di geosintetico è destinata a una funzione particolare, che può includere separazione, filtrazione, drenaggio, rinforzo, contenimento di fluidi o gas e controllo dell'erosione. In alcune circostanze, tuttavia, i geosintetici possono anche svolgere due funzioni contemporaneamente.

I geosintetici utilizzati per la separazione hanno la funzione di evitare che terreni di differenti caratteristiche si mescolino. Ad esempio, i geotessili vengono impiegati per impedire che i materiali della base stradale penetrino nel sottosuolo più morbido, preservando così lo spessore progettato e la stabilità della strada.

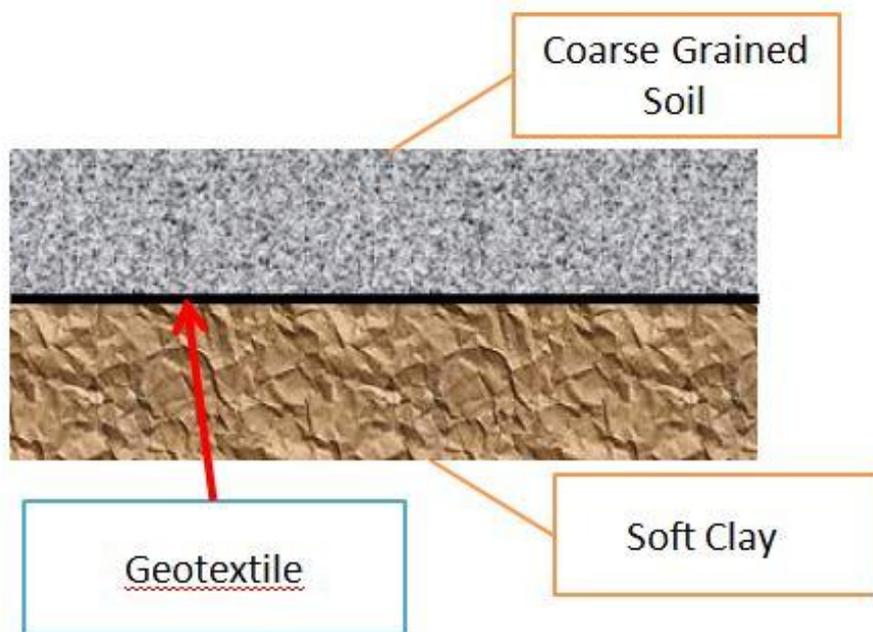


Figura 1.1: Geosintetico con funzione di separazione

La funzione di filtrazione nei geosintetici consiste nel separare materiali con granulometria diversa. In questo ruolo, il geosintetico agisce come un filtro di sabbia, permettendo all'acqua di attraversare il terreno, ma trattenendo le particelle più fini a monte. L'obiettivo è prevenire l'erosione e la perdita delle particelle fini del suolo. I geotessili, ad esempio, vengono impiegati per evitare che le particelle fini migrino verso l'aggregato drenante o all'interno dei tubi, mantenendo comunque il flusso d'acqua attraverso il sistema. I geosintetici più utilizzati per la filtrazione sono i geotessili e i geocompositi.

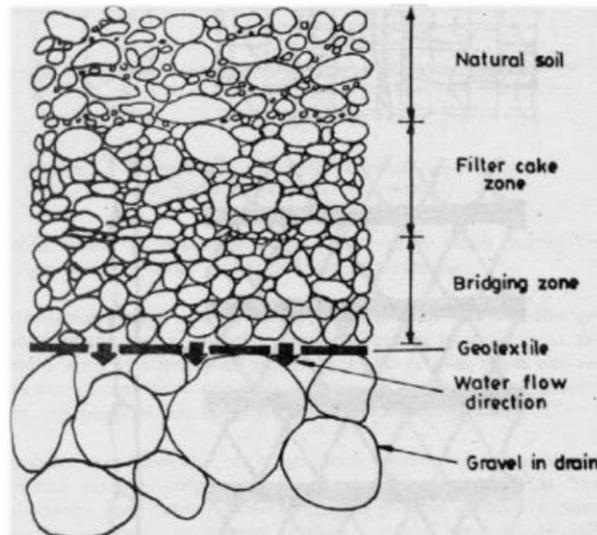


Figura 1.2: Geosintetico con funzione di filtrazione. (After Dispense S.Jaswant Kumar, 2014)

I geosintetici svolgono una funzione di rinforzo migliorando la resistenza complessiva a trazione del terreno. Ad esempio, i geotessili e le geogriglie vengono impiegati per conferire maggiore resistenza a trazione a masse di terreno, permettendo così la costruzione di muri in terra rinforzata, sia verticali che quasi verticali. Per queste applicazioni si usano principalmente geotessili, geogriglie e georeti.

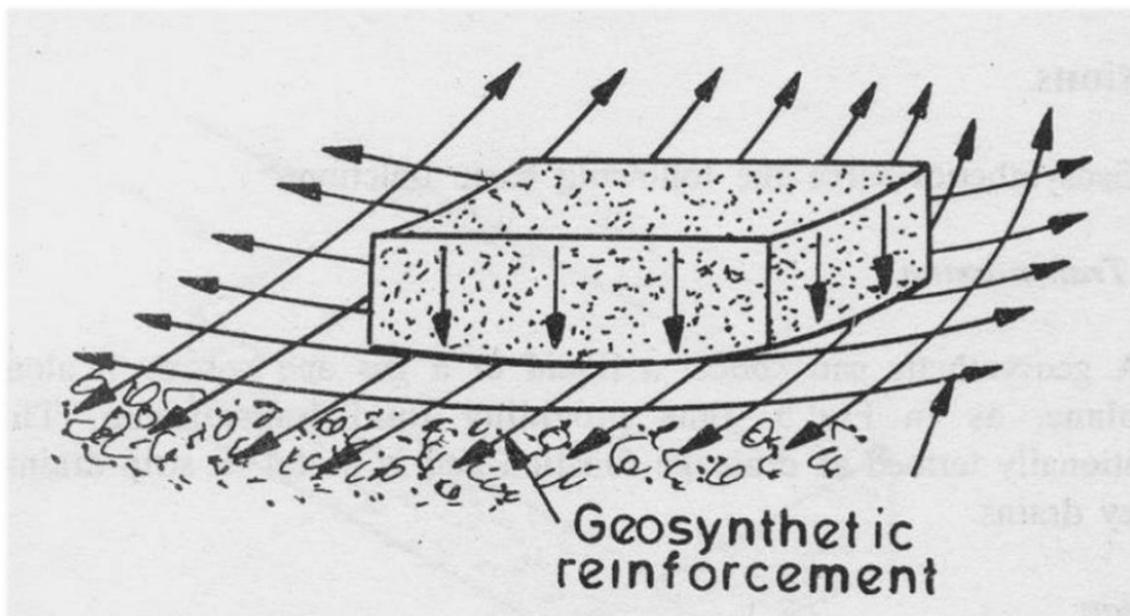


Figura 1.3: Geosintetico con funzione di rinforzo. (Afetr Dispense S.Jaswant Kumar, 2014)

Le geostuoie vengono utilizzate per prevenire l'erosione del suolo provocata dall'impatto della pioggia o dal ruscellamento delle acque superficiali. Questi manti, che

possono essere temporanei e realizzati in materiali sintetici o permanenti e in stuoie leggere, vengono applicati su pendii soggetti a erosione. Alcune geostuoie anti-erosione sono prodotte con fibre di legno biodegradabili, offrendo una soluzione naturale e sostenibile.

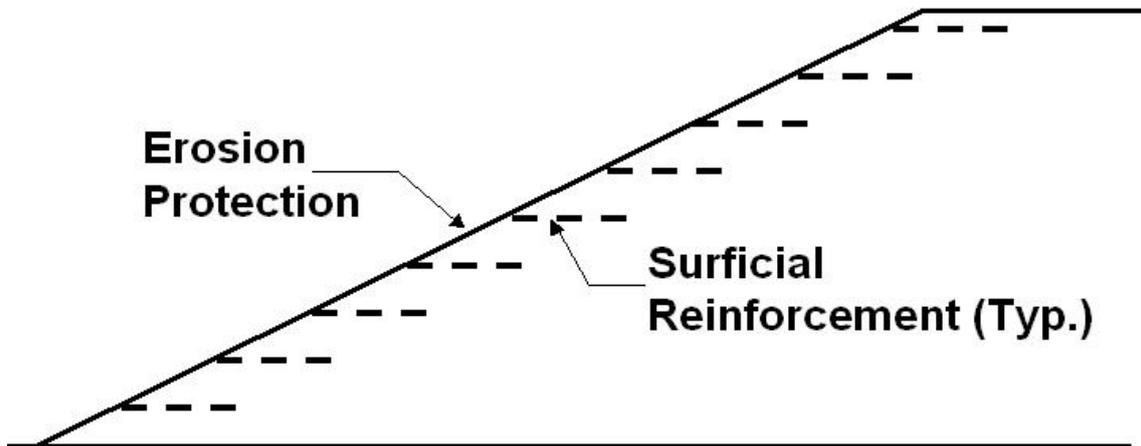


Figura 1.4: Geosintetico con funzione anti erosiva. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)

I geosintetici possono venire inoltre utilizzati come barriere quasi impermeabili a fluidi e gas. Tra i più utilizzati per questa funzione ci sono le geomembrane, i geotessili compositi con film sottile, i geocompositi bentonitici ed i geotessili rivestiti o riempiti. Questa capacità viene spesso sfruttata negli strati delle pavimentazioni in asfalto e nel confinamento dei rifiuti.

1.2 Tipologie di geosintetici

Secondo la norma EN ISO 10318, i materiali geosintetici si classificano in due gruppi principali: permeabili e impermeabili. Inoltre, si distinguono tre sottocategorie chiave basate sul metodo di produzione: i geotessili, i geocompositi e le geomembrane.

Come illustrato da Koerner (2016), si possono identificare sette tipologie specifiche di geosintetici: geotessili, geogriglie, georeti, geomembrane, rivestimenti geosintetici in argilla, geofoam e geocompositi.

1.2.1 I geotessili

Negli ultimi trentacinque anni, il loro utilizzo è cresciuto in modo straordinario. Sebbene si tratti di tessuti in senso tradizionale, sono realizzati con fibre sintetiche evitando così problemi di biodegradazione a breve durata. Queste fibre sintetiche vengono trasformate in tessuti flessibili e porosi. Un aspetto chiave dei geotessili è la loro porosità, che consente il passaggio di liquidi sia attraverso la superficie del tessuto che nel suo spessore, anche se in modo variabile. Attualmente, esistono almeno un centinaio di applicazioni specifiche per i geotessili, ognuna delle quali sfrutta almeno una delle quattro funzioni principali: separazione, rinforzo, filtrazione e/o drenaggio;



Figura 1.5: Geotessile in PP/PE.

1.2.2 Le geogriglie

Le geogriglie sono elementi in plastica disposti in una struttura a griglia con grandi aperture tra le nervature sia nella direzione longitudinale che trasversale. Sebbene possano essere utilizzate in vari contesti, la loro funzione principale è quasi esclusivamente quella di rinforzo strutturale.

1.2.3 Le georeti

Le georeti rappresentano un settore specializzato dei geosintetici. Sono costituite da nervature polimeriche disposte in serie parallele e estruse con angoli acuti tra loro. Quando le nervature vengono distese, formano ampie aperture in una struttura simile a una rete. La funzione principale delle georeti è legata al drenaggio, dove vengono impiegate per convogliare diversi tipi di liquidi.

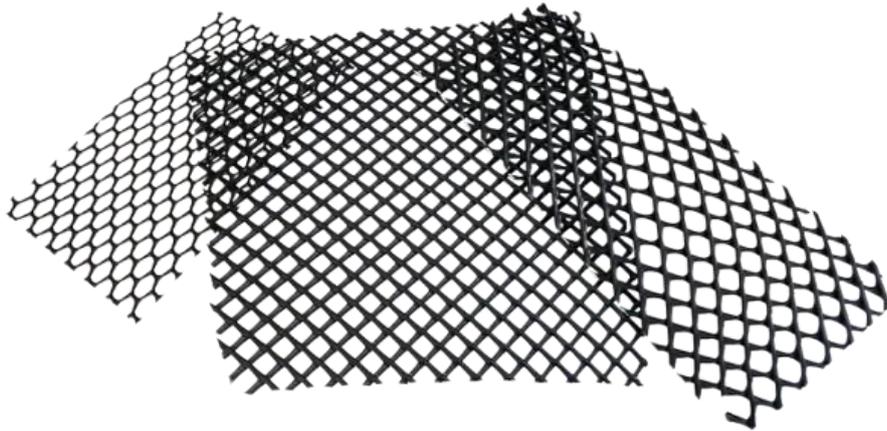


Figura 1.6: Georete.

1.2.4 Le geomembrane

Le geomembrane costituiscono un altro importante gruppo di geosintetici. Questi materiali sono fogli relativamente sottili e impermeabili realizzati in materiale polimerico, utilizzati principalmente come rivestimenti e coperture per impianti di stoccaggio di liquidi o solidi. Le applicazioni comprendono vari tipi di discariche, serbatoi, canali e altre strutture di contenimento. La funzione principale delle geomembrane è quella di fungere da barriera contro liquidi, vapori o entrambi. Tuttavia, la gamma di applicazioni è molto ampia; oltre al settore ambientale, le geomembrane stanno trovando un utilizzo crescente nell'ingegneria geotecnica, nei trasporti e nell'ingegneria idraulica.



Figura 1.7: Geomembrane.

1.2.5 GCL

I rivestimenti geosintetici di argilla rappresentano un'interessante combinazione di materiali polimerici e naturali del suolo. Consistono in rotoli di strati sottili di argilla bentonitica, prodotti in fabbrica e collocati tra due geotessili o legati a una geomembrana. Le GCL sono impiegate come componenti compositi sotto una geomembrana o possono essere utilizzate singolarmente in applicazioni ambientali e di contenimento, oltre a trovare applicazione nei settori del trasporto, geotecnico, idraulico e nello sviluppo privato.



Figura 1.8: Rivestimenti geosintetici di argilla.

1.2.6 Le geoschiume

Le geoschiume sono un prodotto ottenuto tramite processi di espansione polimerica, che genera una "schiuma" composta da numerose celle chiuse, piene di gas. Il geofoam si presenta tipicamente in forma di grandi blocchi estremamente leggeri. Rientra nella categoria dei materiali per la separazione piuttosto che costituire una categoria a sé stante;



Figura 1.9: Dettaglio del Geofoam (a) e illustrazione di un possibile utilizzo (b).

1.2.7 I geocompositi

I geocompositi sono una combinazione di geotessili, geogriglie, georeti e/o geomembrane, realizzati come un'unità prefabbricata. Ad esempio, una georete rivestita con geotessili su entrambe le superfici, oppure una GCL formata da un sandwich di geotessile/bentonite/geotessile, sono entrambe considerati geocompositi. Le applicazioni dei geocompositi sono molteplici e in continua evoluzione. Coprono tutte le funzioni tradizionali associate ai geosintetici, quindi separazione, rinforzo, filtrazione, drenaggio e contenimento.

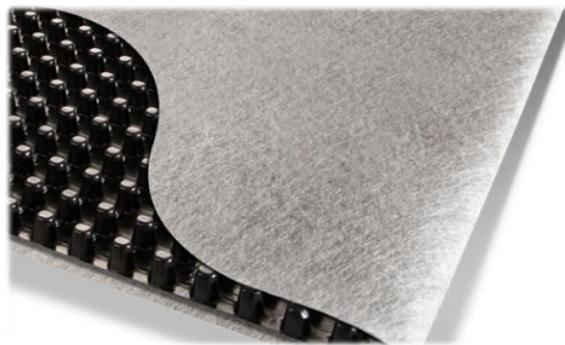


Figura 1.10: Geocomposito drenante.

L'idea di accostare i vari tipi di geosintetici alla funzione primaria che essi svolgono è utile per costruire una matrice di riferimento per orientarsi nel settore dei geosintetici e comprendere le metodologie di progettazione ad esso collegate. Questa matrice, come presentata nella Tabella 1.1, consente di identificare con chiarezza il ruolo principale di ogni tipo di geosintetico. È importante sottolineare che la funzione primaria elencata per ciascun materiale non è l'unica che esso può svolgere: infatti, in molti casi, lo stesso materiale può essere progettato anche per funzioni secondarie o addirittura terziarie.

Ad esempio, un geotessile usato su un terreno soffice viene progettato principalmente per il suo ruolo di rinforzo, ma può avere anche capacità secondarie di separazione e terziarie di filtrazione. In modo simile, una geomembrana, sebbene utilizzata principalmente per il contenimento, può servire anche come elemento di separazione. Questo approccio multidimensionale rende possibile una progettazione più flessibile e

mirata, che tiene conto delle diverse esigenze operative e ambientali a cui ogni geosintetico può rispondere.

Tabella 1.1: Identificazione della funzione primaria rispetto al tipo di geosintetico. (After Koerner, 2016).

Tipo di Geosintetico	Funzione Primaria				
	Separazione	Rinforzo	Filtrazione	Drenaggio	Contenimento
Geotessile	✓	✓	✓	✓	
Geogriglia		✓			
Georete				✓	
Geomembrana					✓
Rivestimenti in argilla geosintetica					✓
Geofoam	✓				
Geocomposito	✓	✓	✓	✓	✓

2 Le Geogriglie

2.1 Cenni storici

Come presentato in “Designing with Geosynthetics” di Koerner (2016), lo sviluppo di tecniche di trafilatura a trazione per materiali polimerici ad alto modulo — una sorta di "lavorazione a freddo" — ha aperto nuove possibilità di impiego di questi materiali nel campo del rinforzo dei terreni, con applicazioni in strutture come pareti di contenimento, pendii ripidi, basi stradali e fondazioni. La funzione primaria delle geogriglie, in questo contesto, è dunque il rinforzo, grazie alla loro elevata resistenza e capacità di distribuire carichi.

Le prime geogriglie originali, classificate come unificate o omogenee, sono state sviluppate nel Regno Unito dall'azienda Netlon Ltd., che oggi opera con il nome Tensar. Nel 1982, la Tensar Corporation ha introdotto queste geogriglie anche in Nord America, dove hanno trovato rapidamente applicazioni estese nel settore delle costruzioni e del rinforzo geotecnico.

In parallelo, anche in Italia è stato sviluppato un tipo di geogriglia simile, prodotto da Tenax (oggi parte di Syntec Inc. negli Stati Uniti). Oltre ai produttori europei e americani, anche nuovi produttori asiatici hanno iniziato a immettere sul mercato le proprie versioni di geogriglie trafilate, ampliando ulteriormente la disponibilità e le varianti di prodotto a livello globale.

2.2 Fabbricazione ed utilizzo

Le geogriglie e i geotessuti, pur essendo progettati con metodi simili, presentano differenze significative in termini di produzione, aspetto, proprietà meccaniche e modalità di utilizzo. Le geogriglie non sono utilizzate per funzioni di separazione, filtrazione, drenaggio o barriera, a meno che non siano composti formati con altri geosintetici. Una geogriglia può essere definita come segue:

Geogriglia: materiale geosintetico di rinforzo costituito da serie parallele collegate di nervature polimeriche di trazione con aperture di dimensioni sufficienti a consentire il passaggio del terreno circostante, degli aggregati o di altri materiali particellari.

Per la produzione di geogriglie unificate o omogenee si utilizzano polimeri come il polietilene ad alta densità (HDPE) e il polipropilene (PP), scelti in base alla direzione delle sollecitazioni che la geogriglia dovrà sostenere. L'HDPE, ad esempio, è impiegato per le geogriglie unidirezionali, figura 2.1, destinate a pareti e pendii dove la direzione della sollecitazione principale è nota e predominante.



Figura 2.1: Geogriglia unidirezionale

Il PP, invece, è usato per le geogriglie bi-direzionali e tri-direzionali, figura 2.2, adatte al rinforzo di basi e fondazioni in cui il carico può avere diverse direzioni.

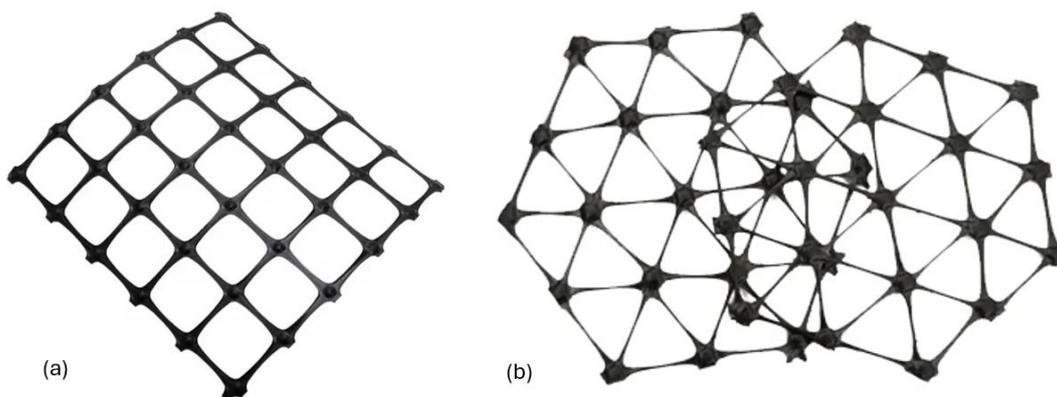


Figura 2.2: (a) Geogriglia bi-direzionale e (b) tri-direzionale

Il processo produttivo inizia con una lastra spessa di polimero, tipicamente tra i 4 e i 6 mm. In questa lastra vengono praticati fori secondo uno schema regolare. Successivamente, la lastra viene sottoposta a trafilatura, che può essere eseguita in modo uniassiale, biassiale o triassiale a seconda delle caratteristiche richieste per la geogriglia finale. Questo processo di trafilatura allunga il materiale nella direzione richiesta, conferendo alla geogriglia una resistenza ottimale per la specifica applicazione. Le geogriglie prodotte con i processi di trafilatura sono caratterizzate da proprietà meccaniche di eccellenza: alta resistenza, elevato modulo elastico e ridotta sensibilità allo scorrimento. Le aperture della struttura reticolare, progettate per consentire l'interazione con il terreno o i materiali di riempimento, possono variare in dimensioni, generalmente da 10 a 100 mm, e presentano forme che spaziano da ellissi allungate a quadrati con angoli arrotondati, fino a quadrati o rettangoli più regolari.

Sebbene in alcune situazioni particolari le geogriglie possano svolgere una funzione di separazione — come nel caso di ghiaie grossolane e materiali di grandi dimensioni — la loro funzione principale rimane invariabilmente il rinforzo. Questa caratteristica rende le geogriglie essenziali per applicazioni che richiedono una struttura di supporto stabile e resistente.

Nella letteratura tecnica sono riportati diversi utilizzi delle geogriglie, tra cui il rinforzo di fondazioni, basi stradali, muri di contenimento e pendii ripidi, evidenziando il loro ruolo fondamentale nelle costruzioni geotecniche e nell'ingegneria civile.

Nel settore del rinforzo, le geogriglie rappresentano una valida alternativa ai geotessili, con cui spesso competono nelle stesse applicazioni. Questa competizione è ulteriormente accentuata dal fatto che molti produttori di geogriglie offrono anche geotessili ad alta resistenza, rendendo difficile distinguere le quote di mercato tra i due materiali.

Una recente indagine sulle strutture di terra rinforzate con geosintetici rivela che oltre il 90% delle pareti stabilizzate meccanicamente in tutto il mondo sono state realizzate con geogriglie. Questo segmento di mercato, specialmente tra i proprietari privati e gli sviluppatori, sta vivendo un'importante crescita, trainata dalla crescente domanda di soluzioni geotecniche efficienti e durature.

2.3 Proprietà delle geogriglie

2.3.1 Proprietà fisiche

Come evidenziato da Koerner (2016), le geogriglie presentano diverse proprietà fisiche misurabili, tra cui il tipo di struttura, le dimensioni delle nervature, il tipo di giunzione, le dimensioni delle aperture e lo spessore del materiale. Queste caratteristiche sono relativamente semplici da rilevare e forniscono importanti indicazioni sulle performance della geogriglia. Due proprietà chiave di particolare interesse sono la massa per unità di superficie e la percentuale di area aperta (POA). La massa per unità di superficie delle geogriglie può variare notevolmente, generalmente in un intervallo compreso tra 200 e 1000 g/m². Questo valore influisce sul peso e sulla maneggevolezza del materiale, nonché sulla sua resistenza complessiva. La percentuale di area aperta (POA), invece, varia dal 40% al 95%, con valori così elevati da creare grandi aperture nella struttura. Questa caratteristica favorisce l'interazione tra il terreno e la geogriglia, permettendo al suolo di attraversare o comunicare attraverso il piano delle geogriglie.

- La densità o peso specifico di una geogriglia è strettamente legata al tipo di polimero utilizzato nella sua produzione. Le geogriglie omogenee, ad esempio, hanno una struttura relativamente leggera con valori risultanti che saranno generalmente inferiori all'unità in quanto sono solitamente realizzate in polietilene ad alta densità (HDPE) o polipropilene (PP), entrambi materiali con densità inferiore a 1 g/cm³. Al contrario, le geogriglie realizzate con tondini o nastri in polietilene tereftalato (PET) o alcool polivinilico (PVA) mostrano densità superiori a 1 g/cm³, poiché questi materiali sono più densi;
- La rigidità flessionale rappresenta una proprietà fisica delle geogriglie di particolare rilevanza per la loro lavorabilità. Può essere valutata utilizzando il metodo ASTM D1388, un test specifico per la rigidità flessionale. In questo test, un campione di geogriglia è posizionato su un piano inclinato con un angolo di 41,5° rispetto all'orizzontale. Quando la geogriglia si deforma e tocca infine la superficie del piano inclinato, viene misurata la distanza percorsa, che viene poi confrontata con la massa per unità di superficie. Le geogriglie unificate e a nastro

presentano una rigidità elevata, al contrario, le geogriglie in tessuto o a maglia sono più flessibili;

- Rigidità torsionale: si utilizza un test formalizzato come GRI-GG9. Viene fissato un campione di geogriglia quadrata bidirezionale in un telaio rigido trattenendone saldamente il nodo centrale. Applicando una coppia si misura la rotazione angolare in funzione della resistenza della geogriglia. Per le geogriglie rigide, il grafico ottenuto evidenzia una performance quasi lineare. Al contrario, per le geogriglie flessibili, la risposta iniziale è bassa, ma dopo una rotazione compresa tra 5° e 10°, la forza di resistenza aumenta notevolmente.

2.3.2 Proprietà meccaniche

- Resistenza della singola nervatura e della giunzione (o nodo): viene generalmente valutata considerando due approcci principali. Il primo consiste nel sottoporre una singola nervatura a trazione fino al cedimento, registrandone il comportamento. Il secondo metodo valuta la resistenza della giunzione isolata, applicando una trazione su una nervatura longitudinale separandola dalla giunzione trasversale. Va sottolineato, tuttavia, che la prova sulla giunzione isolata non riproduce le normali condizioni operative, poiché la giunzione stessa non è sottoposta a sollecitazioni realistiche. Per una valutazione accurata della resistenza della giunzione, il test deve essere eseguito con la geogriglia completamente integrata nel terreno.

Un test di resistenza alla trazione di una singola nervatura prevede l'uso di una macchina di prova a velocità di estensione costante per tirare una nervatura fino a rottura. Per le geogriglie unidirezionali, solitamente si seleziona una nervatura longitudinale, mentre per quelle bidirezionali è necessario testare sia le nervature longitudinali che trasversali;

- Resistenza alla trazione su tutta la larghezza: è un parametro fondamentale, soprattutto nella direzione di produzione per le geogriglie unidirezionali e in entrambe le direzioni, longitudinale e trasversale, per le geogriglie bidirezionali

e tri-direzionali. Questa proprietà è cruciale per determinare le prestazioni della geogriglia nel suo complesso.

Durante i test, i dati ottenuti esprimono i valori di resistenza in unità di forza per unità di larghezza. È evidente che il comportamento della geogriglia può variare notevolmente in base a diversi fattori, come il tipo di polimero utilizzato, la struttura della geogriglia, la spaziatura delle nervature e altri aspetti progettuali. Per valutare la resistenza alla trazione in larghezza delle geogriglie, sono disponibili due metodi procedurali principali.

- Norma ASTM D6637: consente di misurare la resistenza di una singola costola o di più costole;
- Norma ISO 10319:2015: specifica le dimensioni di larghezza e lunghezza del campione da testare.

Nella maggior parte dei casi, il monitoraggio delle deformazioni richiede un sistema di misurazione esterno, come dispositivi ottici, laser o trasduttori, per ottenere rilevazioni accurate durante il test.

Le informazioni ottenute da una prova di trazione includono vari parametri chiave:

- La resistenza alla trazione al momento della rottura del provino (espressa in kN/m);
- L'allungamento al cedimento che indica la deformazione percentuale alla rottura, e le sollecitazioni di trazione a diversi livelli di allungamento pre-rottura (ad esempio, le sollecitazioni in kN/m a deformazioni dell'1%, 2%, 5%);
- Il modulo di trazione (kN/m) derivato dalla porzione iniziale della curva resistenza-allungamento, o da altri valori di modulo eventualmente definiti;
- Nelle prove di trazione descritte, la geogriglia viene testata isolatamente, senza l'influenza del terreno adiacente o circostante. Quando è presente la pressione del terreno confinante, il materiale può mostrare un miglioramento delle sue proprietà di resistenza.

- Resistenza al taglio: la geogriglia è fissata a un blocco e forzata a scorrere su un terreno stabile all'interno di una cassa di taglio, mentre è sottoposta a uno sforzo normale, figura 2.3a. La massima sollecitazione di taglio raggiunta rappresenta la resistenza al taglio della geogriglia figura 2.3b. Successivamente, si esegue un nuovo test con una combinazione replicata di geogriglia e terreno, variando la sollecitazione normale. Il test viene ripetuto più volte per generare una serie di punti di resistenza in funzione della sollecitazione normale, che vengono tracciati nel grafico della figura 2.3c.

La linea di best fitting passante per questi punti costituisce l'involuppo di rottura, noto come involucpo di rottura di Mohr-Coulomb. Da questo grafico si derivano i parametri di resistenza al taglio della geogriglia rispetto al terreno specifico, ovvero l'angolo di attrito (δ) e la coesione o adesione apparente (c_a). Nel caso in cui le curve sforzo-spostamento mostrino un comportamento a rammollimento, otteniamo il picco e il residuo, che rappresentando rispettivamente i valori massimi e stabilizzati di resistenza al taglio.

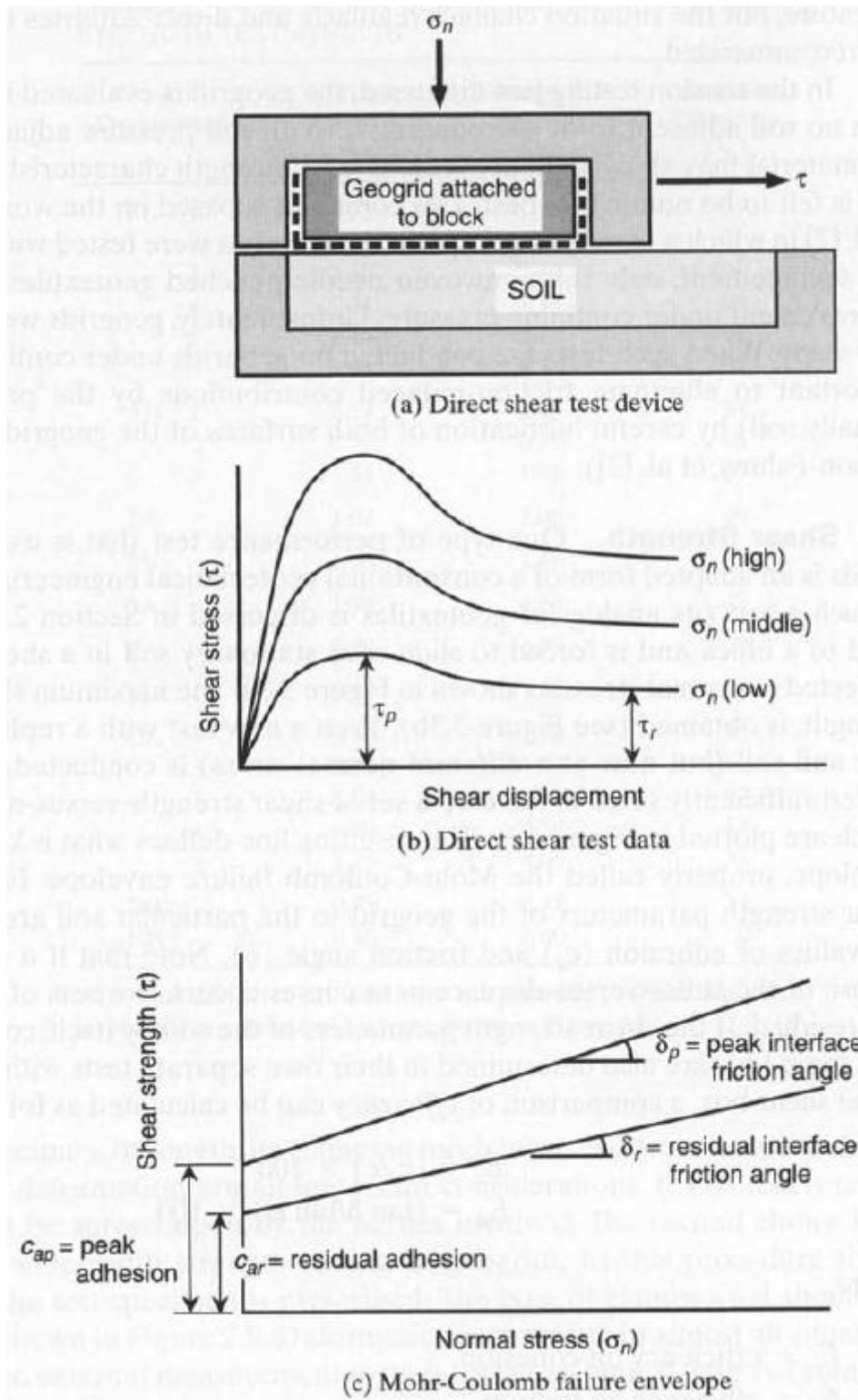


Figura 2.3: Configurazione del test e procedura per la valutazione della resistenza al taglio di interfaccia che coinvolge geogriglie. (Koerner, 2005)

Le normative ASTM D5321 e ISO 12957, relative alle prove di taglio diretto sui geosintetici, richiedono l'uso di dispositivi di prova con dimensioni minime. È

necessario utilizzare un box di taglio di dimensioni ampie per minimizzare gli effetti di scala. Un criterio empirico, comune nelle prove sui terreni, suggerisce che il dispositivo di taglio debba essere almeno 10 volte più grande della particella di terreno più grossa presente. Applicando questo principio alle geogriglie, è generalmente consigliato un box di almeno 300 × 300 mm per eseguire i test di taglio in modo efficace.

La resistenza al taglio della maggior parte dei terreni, le cui particelle sono abbastanza piccole da penetrare nelle aperture della geogriglia, viene completamente mobilitata dalla maggior parte delle geogriglie. Uno studio sull'influenza del rapporto tra la dimensione delle aperture della geogriglia e quella delle particelle del terreno ha evidenziato che il trasferimento ottimale dello sforzo di taglio, ossia la massima efficienza di attrito, si ottiene quando:

$$B_{GG} > 3,5 d_{50}$$

(2.1)

Dove:

B_{GG} = larghezza minima dell'apertura della geogriglia e

d_{50} = dimensione media delle particelle del terreno di riempimento.

Nart (2007) evidenzia come questa considerazione è cruciale nella scelta del tipo di materiale di riempimento da utilizzare attorno alle geogriglie. Fortunatamente, questo requisito può essere facilmente soddisfatto da una vasta gamma di terreni, offrendo una buona flessibilità nella selezione del materiale di riempimento per ottimizzare l'interazione con la geogriglia.

Senza rinforzo, il terreno, caratterizzato da un angolo di attrito interno pari a φ' , sotto l'azione di un carico assiale P_v (con uno sforzo di intensità σ_v), genera una resistenza al taglio corrispondente a:

$$P_{res} = P_v \cdot \tan(\varphi')$$

(2.2)

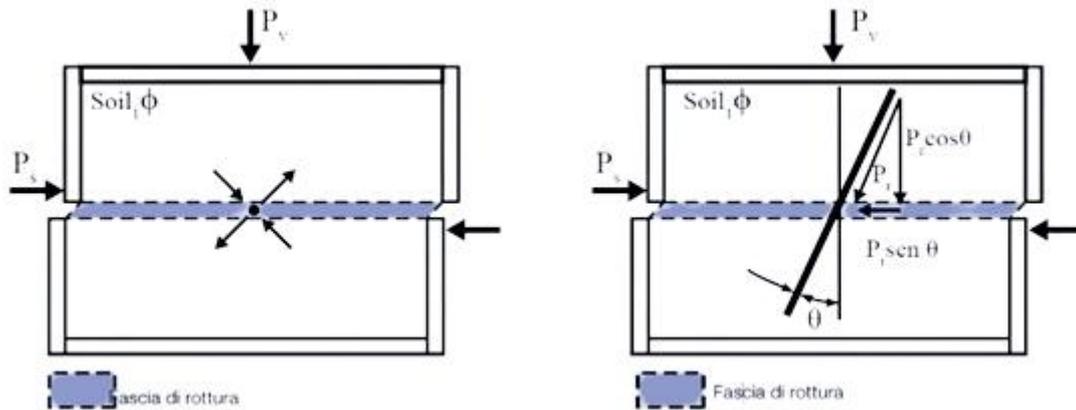


Figura 2.4: Provino di terreno soggetto alla prova di taglio in assenza di rinforzo (a) ed in presenza di rinforzo (b). (Nart, 2007)

In figura 2.4 (a) la resistenza a rottura è:

$$P_{res} = P_v \cdot \tan(\varphi') \quad (2.3)$$

Mentre in (b) abbiamo:

$$Resistenza\ a\ rottura = P_v \cdot \tan(\varphi') \quad (2.4)$$

Riduzione delle forze che determinano la rottura:

$$P'_{res} = P_r \cdot \sin(\theta) \quad (2.5)$$

Incremento delle forze che si oppongono alla rottura:

$$P''_{res} = P_r \cdot \cos(\theta) \cdot \tan(\theta) \quad (2.6)$$

La prima componente diminuisce la sollecitazione che spinge il provino verso il punto di rottura, mentre la seconda aumenta la capacità resistente del terreno.

Esaminando lo schema esemplificativo mostrato, risulta subito chiaro il vantaggio concreto che l'inserimento di un elemento sintetico di rinforzo all'interno del terreno apporta al sistema bifase.

La resistenza a rottura diventa quindi:

$$P_{res} = P_v \cdot \tan(\varphi') + P_r(\sin(\theta) + \cos(\theta) \cdot \tan(\theta)) \quad (2.7)$$

Il concetto di terreno rinforzato è valido quando si assicura un collegamento ottimale tra i due materiali (terreno e rinforzo), permettendo così di sfruttare al meglio le caratteristiche geomeccaniche di entrambe le componenti.

- Resistenza all'ancoraggio o "pullout": come ampiamente discusso da Koerner (2016) è una delle loro caratteristiche più rilevanti, spesso superiore alla resistenza al taglio diretto. Questo comportamento superiore è attribuito alle ampie aperture delle geogriglie, che permettono al terreno di attraversarle da un lato all'altro, migliorando l'ancoraggio. È essenziale, tuttavia, che le particelle del terreno siano abbastanza piccole da penetrare completamente attraverso le aperture della geogriglia.

Come illustrato in figura 2.5, la resistenza all'estrazione delle geogriglie deriva da tre meccanismi distinti:

- Resistenza al taglio generata lungo la superficie superiore e inferiore delle nervature longitudinali della geogriglia;
- Resistenza al taglio lungo la parte superiore e inferiore delle nervature trasversali;
- Resistenza passiva esercitata contro il fronte delle nervature trasversali: il terreno raggiunge uno stato passivo e contrasta il distacco della geogriglia attraverso la sua capacità portante.

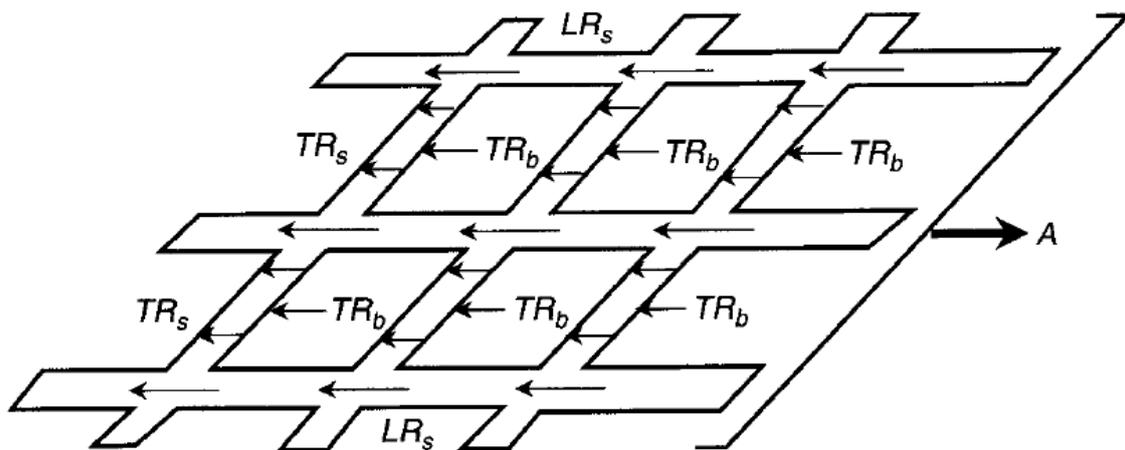


Figura 2.5: Meccanismi coinvolti nella resistenza di ancoraggio del geogriglia. (Koerner, 2005)

Dove:

A = Resistenza totale dell'ancoraggio (pullout);

LR_s = Resistenza al taglio della nervatura longitudinale;

TR_s = Resistenza a taglio della nervatura trasversale;

TR_b = Resistenza alla portanza della nervatura trasversale;

Ecco le considerazioni principali per eseguire una prova di trazione del terreno allo scopo di determinare la resistenza dell'ancoraggio:

- Profondità del box di prova: Il box di prova deve avere una profondità adeguata per permettere la deformazione del terreno sia sopra che sotto la geogriglia durante la fase di estrazione. Questa configurazione consente di simulare efficacemente il comportamento del terreno in situ, migliorando la rappresentatività dei risultati del test di trazione del terreno per la resistenza dell'ancoraggio.
- Lunghezza del box di prova: Il box di prova deve essere sufficientemente lungo per garantire la completa dissipazione delle sollecitazioni applicate alla geogriglia durante il test. La lunghezza necessaria dipende sia dalla struttura della geogriglia sia dal tipo di terreno utilizzato. Per ottenere risultati accurati e rappresentativi, è generalmente consigliato un box con una lunghezza minima di 1 metro. Questo consente di includere un numero adeguato di nervature trasversali, assicurando che le interazioni tra la geogriglia e il terreno possano svilupparsi pienamente lungo tutta la sua estensione.
- Sistema di contenimento rinforzato: In un box di prova di grandi dimensioni, soprattutto quando viene applicato un elevato sforzo normale, le forze totali generate possono essere molto significative. È quindi necessario un sistema di contenimento robusto e rinforzato per sopportare queste forze, evitando deformazioni indesiderate del box e garantendo la sicurezza durante il test.
- Presa interna della geogriglia tramite inserto a manicotto: per ottenere risultati accurati, la geogriglia deve essere afferrata dall'interno della massa di terreno, utilizzando un inserto a manicotto. Se invece viene afferrata dall'esterno del box, si crea una pressione passiva contro la

parete del box di prova. Questo effetto induce sollecitazioni di resistenza addizionali, ma difficilmente quantificabili, che possono alterare i risultati misurati sulla parte anteriore del campione, rendendo i dati meno rappresentativi delle reali condizioni di ancoraggio della geogriglia.

- Sistema di prelievo ad alta resistenza: poiché le geogriglie sono progettate per resistere a elevate sollecitazioni, è necessario un sistema di prelievo particolarmente robusto per garantire che si raggiunga effettivamente il punto di strappo o rottura a trazione della geogriglia durante il test.
- Monitoraggio del comportamento di deformazione: per osservare in modo accurato il comportamento di deformazione della geogriglia, è fondamentale disporre di diverse sonde di deformazione posizionate in vari punti della geogriglia incorporata, così da monitorare il movimento incrementale durante il test. È possibile utilizzare estensimetri fissati alle nervature longitudinali della geogriglia per rilevare con precisione le deformazioni locali durante il test.

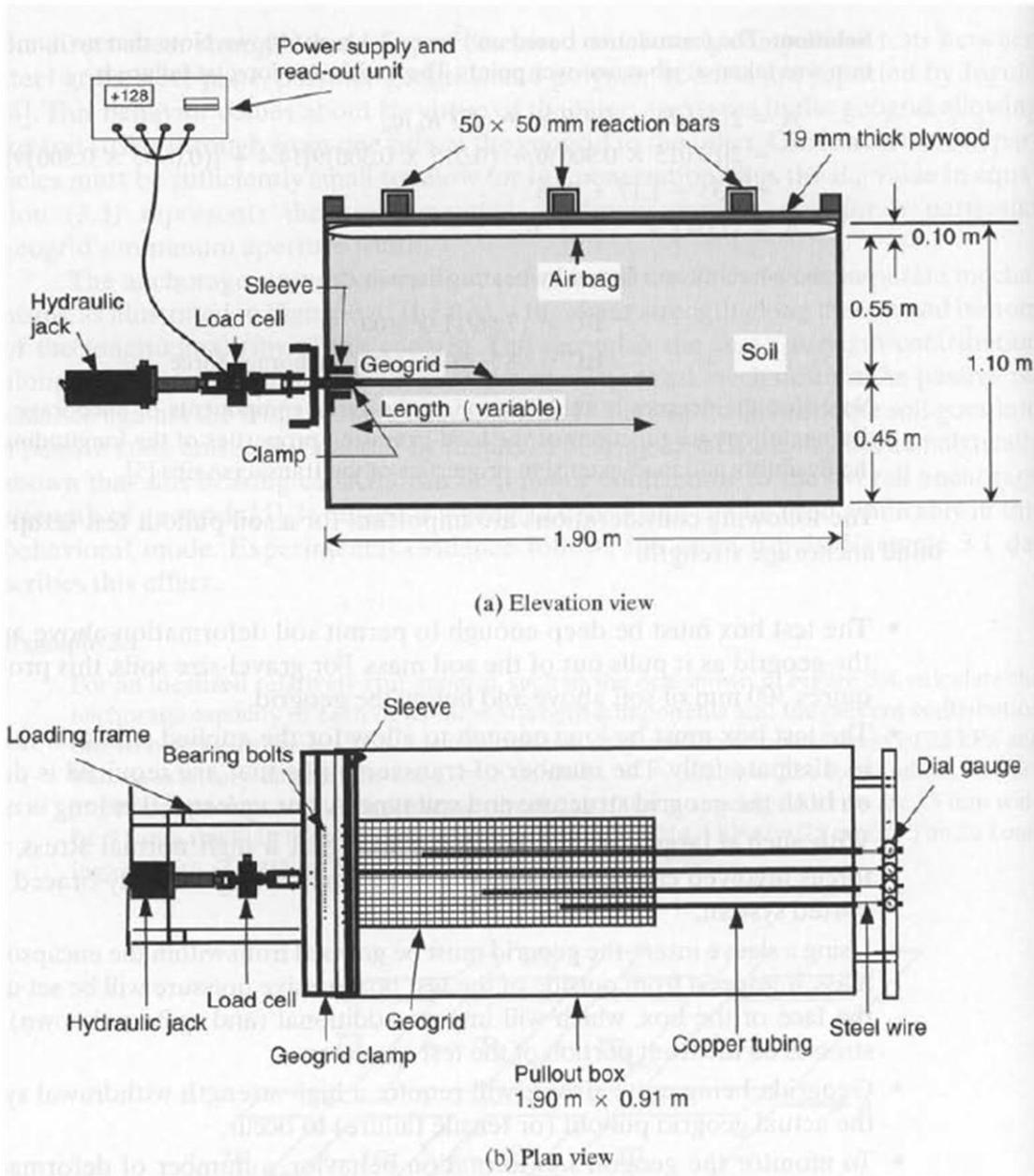
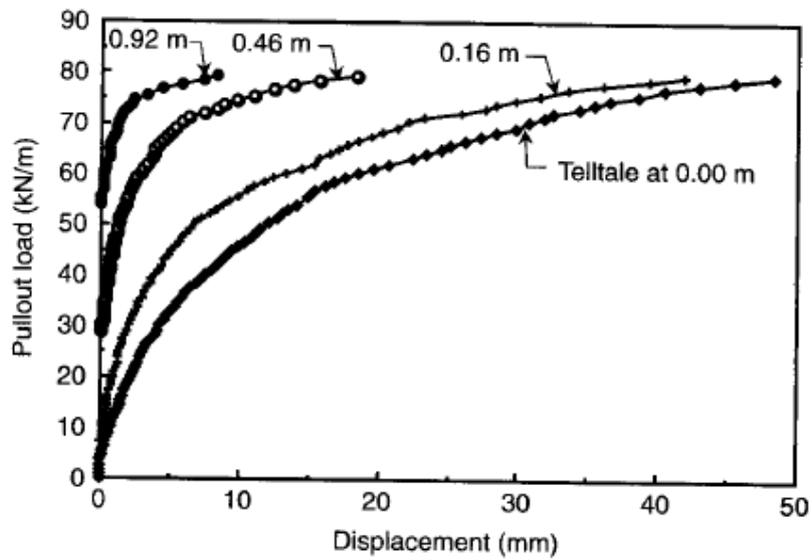
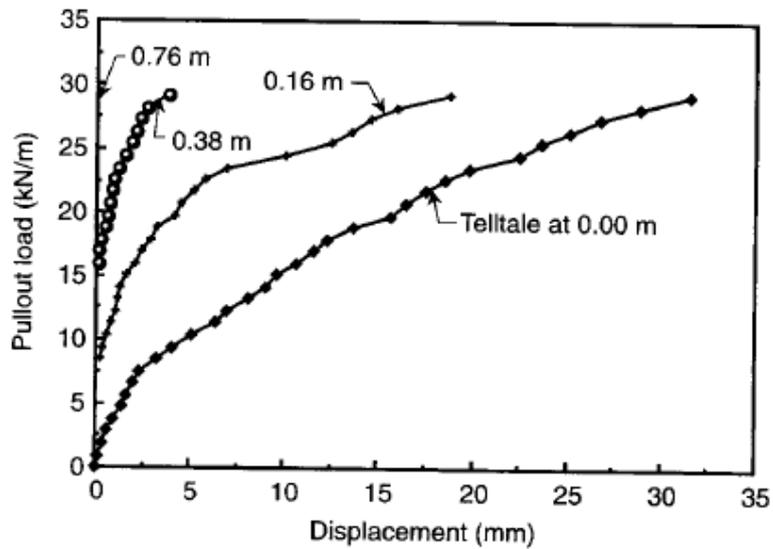


Figura 2.6: Diagrammi di una box per la valutazione del comportamento di ancoraggio delle geogriglie. (Afetr Koerner, 2005)

La Figura 2.6 illustra la vista dall'alto (a) ed in pianta (b) una box progettata per testare il comportamento di ancoraggio delle geogriglie. Questo test, pur essendo complesso e probabilmente il più costoso tra i test sulle prestazioni dei geosintetici, è stato ampiamente utilizzato in molteplici studi. La figura 2.7 presenta i risultati tipici ottenuti da questo tipo di test di trazione del terreno, mostrando come la resistenza all'ancoraggio varia in base alle caratteristiche della geogriglia e del terreno coinvolto.



(a) Geogrid "A" (Sheet pullout)



(b) Geogrid "B" (Tension failure)

Figura 2.7: Risultati di alcune prove di sfilamento della geogriglia in una sabbia di calcestruzzo ben classificata con uno sforzo normale di 69 kPa, una velocità di sfilamento di 1,5 mm/min e una lunghezza della geogriglia di 0,92 m. (After Koerner, 2005)

2.4 Trasmissione delle sollecitazioni

Come descritto in FHWA-NHI-10-024 (2009), il trasferimento delle sollecitazioni tra il terreno e il rinforzo avviene attraverso due principali meccanismi: l'attrito, figura 2.8 e/o la resistenza passiva, figura 2.9, a seconda della configurazione geometrica del rinforzo. L'attrito si manifesta laddove si verifica uno spostamento relativo di taglio, accompagnato da uno sforzo di taglio tra il terreno e la superficie del rinforzo. Gli

elementi di rinforzo che sfruttano l'attrito devono essere orientati nella stessa direzione del movimento relativo tra terreno e rinforzo.

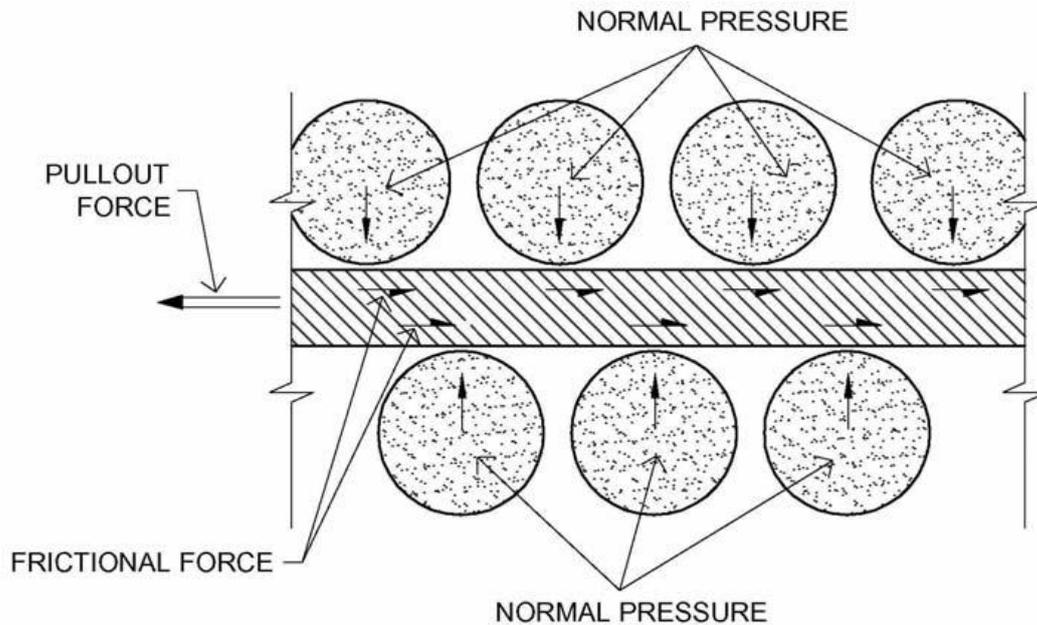


Figura 2.8: Trasferimento delle sollecitazioni da attrito tra il terreno e il geosintetico. (FHWA-NHI-10-024, 2009)

La resistenza passiva si genera attraverso la comparsa di sollecitazioni portanti sulle superfici di rinforzo orientate in modo "trasversale", ovvero perpendicolari alla direzione del movimento tra terreno e rinforzo. Questo tipo di resistenza è generalmente il meccanismo predominante per i rinforzi costituiti da griglie a barre, reti metalliche e geogriglie dotate di costole rigide nella direzione trasversale. Anche i rinforzi a strisce "rigate" con creste trasversali contribuiscono, seppur in misura minore, allo sviluppo di una resistenza passiva.

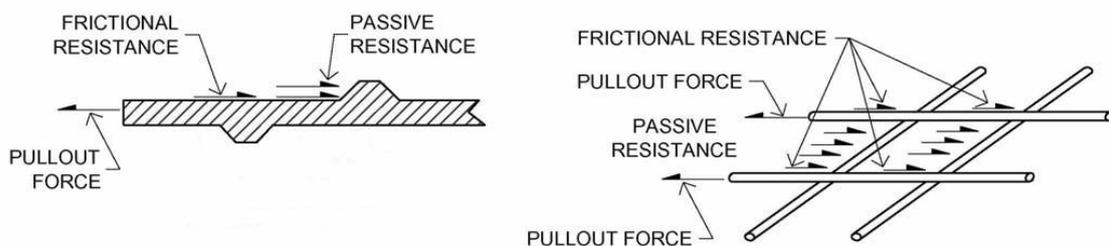


Figura 2.9: Resistenza passiva del terreno e da attrito sulle superfici del rinforzo. (FHWA-NHI-10-024, 2009)

L'entità del contributo di ciascun meccanismo di trasferimento per un rinforzo specifico dipende da fattori come la rugosità della superficie (ossia l'attrito superficiale), la tensione normale efficace, le dimensioni delle aperture nella griglia, lo spessore degli elementi trasversali e le proprietà di allungamento del materiale di rinforzo.

Le proprietà del terreno giocano un ruolo altrettanto cruciale nel determinare l'efficacia dell'interazione. Tra queste, sono rilevanti la granulometria, la distribuzione delle dimensioni dei granuli, la forma delle particelle, la densità, il contenuto d'acqua, la coesione e la rigidità del terreno.

2.5 Interazione terreno – geosintetico

Come approfondito da Nart (2007), l'utilizzo di materiali geosintetici di rinforzo nel terreno permette di creare un materiale composito pseudo-naturale con proprietà meccaniche significativamente superiori rispetto al terreno non rinforzato. In questa struttura composita (terreno e rinforzo), l'efficacia dipende in gran parte dalla rigidità flessionale del rinforzo impiegato. Quando si utilizzano elementi flessibili come le geogriglie, si generano tensioni tangenziali dovute all'attrito che si sviluppa all'interfaccia tra il terreno e il materiale geosintetico.

Nel caso di rinforzi rigidi, come barre o profilati metallici, l'interazione tra i materiali genera non solo tensioni tangenziali, ma anche stati di tensione flessionale e di taglio. Per i rinforzi flessibili, affinché vi sia un'effettiva collaborazione tra i due materiali e avvenga un efficace trasferimento del carico dal terreno al rinforzo, è fondamentale che il rinforzo presenti alcune caratteristiche specifiche, come ad esempio:

- adeguate caratteristiche di resistenza alla trazione e rigidità;
- utilizzo di materie prime (polimeri) capaci di resistere anche in ambienti chimico-fisici aggressivi (come l'attacco di agenti chimici o i diversi livelli di pH del terreno);
- una struttura geometrica idonea, in grado di massimizzare l'effetto stabilizzante.

Anche il terreno deve possedere caratteristiche adeguate per ottimizzare l'interazione con il materiale geosintetico. In particolare, è fondamentale prestare attenzione ai seguenti aspetti:

- Granulometria;
- Stato di addensamento;
- Resistenza al taglio e comportamento di dilatanza.

Il modello analitico utilizzato per descrivere il comportamento geomeccanico del terreno rinforzato è il classico criterio di Mohr-Coulomb. Supponendo che il contributo del rinforzo sia pari alla massima resistenza a trazione che il materiale può esprimere, il suo stato limite ultimo coinciderà con il punto di rottura. In questo contesto, il materiale composito (terreno-geosintetico) può essere rappresentato sul diagramma di Mohr come un terreno con coesione efficace C'_r .

$$C'_r = \frac{\sigma'_r \cdot \sqrt{K_p}}{2} = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{2 \cdot \Delta B \cdot \Delta H \cdot K_a}$$

(2.8)

Dove:

- σ'_r : tensione efficace di confinamento equivalente generata dal rinforzo;
- σ_s : resistenza a trazione del rinforzo;
- A_s : area della sezione trasversale del rinforzo;
- ΔB e ΔH : interasse verticale e orizzontale del rinforzo.

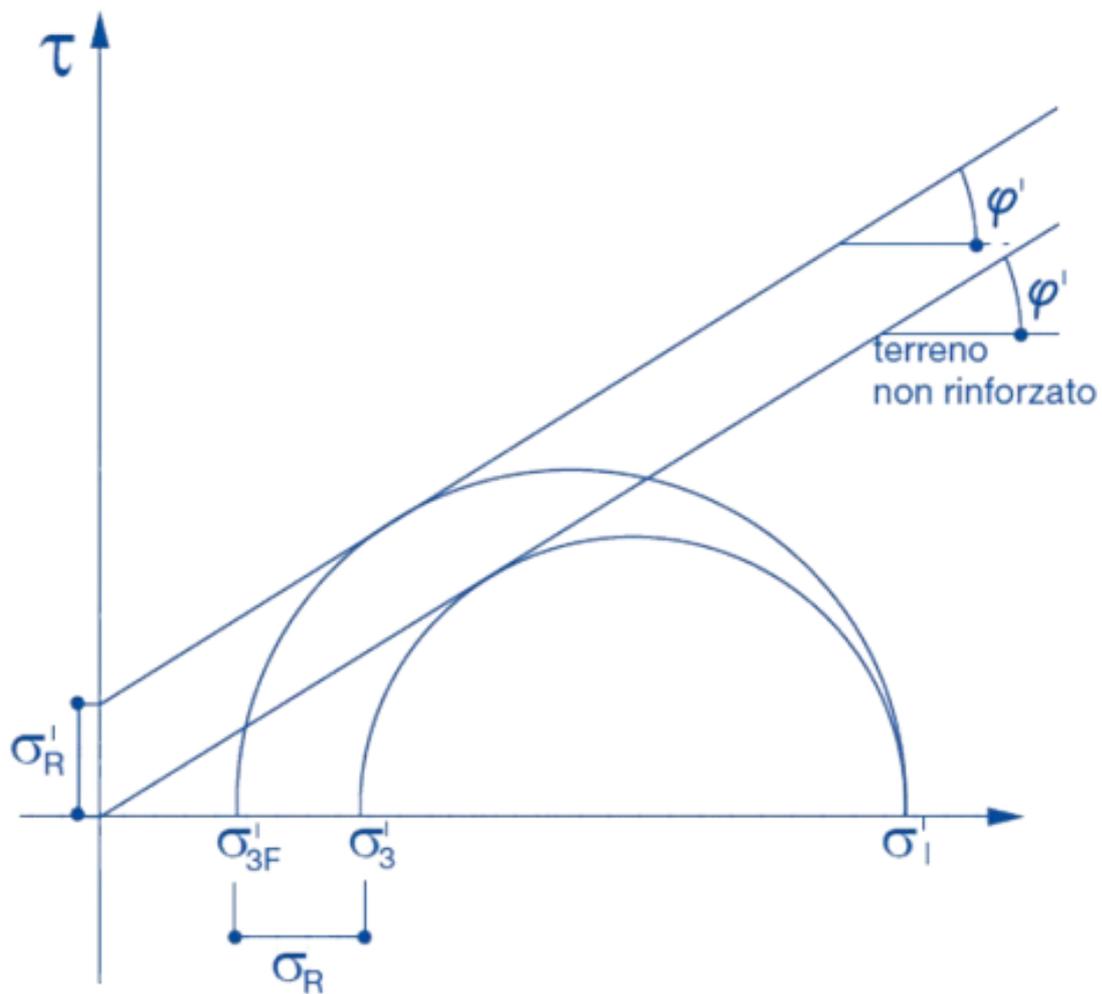


Figura 2.10: Illustrazione del Cerchio di Mohr con coesione apparente nel caso di terreno rinforzato. (After Nart, 2007)

Come già definito, esistono due principali tipologie di rinforzi geosintetici utilizzati per stabilizzare un terreno:

- Geogriglie;
- Geotessili tessuti.

Dal punto di vista geometrico, la geogriglia ha una struttura a maglia aperta, mentre il geotessile tessuto presenta una superficie a maglia chiusa. Questa differenza strutturale comporta prestazioni diverse tra i due materiali:

- Geogriglia: la struttura a maglie aperte permette al materiale di sviluppare resistenze di tipo “passivo” sugli elementi trasversali, potenziando il suo effetto stabilizzante;

- Geotessile tessuto: con una superficie di contatto a maglia chiusa (continuità planare), questo materiale sviluppa principalmente una componente di attrito “attiva”, risultando quindi meno efficace rispetto a un prodotto con maglia aperta in termini di stabilizzazione.

Il problema dell'interazione tra terreno e geosintetico viene analizzato introducendo il concetto di tensione tangenziale di attrito equivalente. La tensione tangenziale sviluppata all'interfaccia rappresenta la resistenza allo scorrimento del geosintetico rispetto al terreno circostante. Stimando questa grandezza, attraverso l'uso di specifici coefficienti, si può quantificare la resistenza mobilitata dal geosintetico in relazione a due possibili cinematismi critici:

- Lo scivolamento di una parte della struttura su un singolo elemento di rinforzo (direct sliding);
- Lo sfilamento del rinforzo dalla porzione stabile del terreno (pullout).

Jewell fu il primo a studiare e introdurre, nel 1991, questo tipo di interazione tra geosintetico e terreno, formulando due relazioni analitiche specifiche per descrivere il comportamento di questi fenomeni.

$$T_{ds} = L_r \cdot W_r \cdot \sigma_n \cdot f_{ds} \cdot \tan(\varphi) \quad (2.9)$$

$$T_b = 2 \cdot L_r \cdot W_r \cdot \sigma_n \cdot f_b \cdot \tan(\varphi) \quad (2.10)$$

Dove:

W_r = larghezza del rinforzo;

L_r = Lunghezza del rinforzo;

σ_n = tensione efficace in direzione ortogonale al piano di rinforzo;

F_{ds} = coefficiente di attrito equivalente per scorrimento;

F_b = coefficiente di attrito equivalente per sfilamento;

φ = angolo di attrito interno

Assumendo una completa compenetrazione del terreno nelle maglie aperte di un elemento di rinforzo sintetico, come una geogriglia, Jewell (1990) formulò delle

espressioni specifiche per i coefficienti di attrito, utili a descrivere con maggiore precisione l'interazione tra terreno e geosintetico.

$$f_{ds} = 1 - \alpha_s \left(1 - \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)} \right) \quad (2.11)$$

$$f_{ds} = \alpha_s \cdot \left(\frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)} \right) + \left(\frac{\alpha_b \cdot B}{S} \right) \cdot \left(\frac{\alpha'_b}{\alpha'_n} \right) \cdot \frac{1}{2 \cdot \tan(\varphi)} \quad (2.12)$$

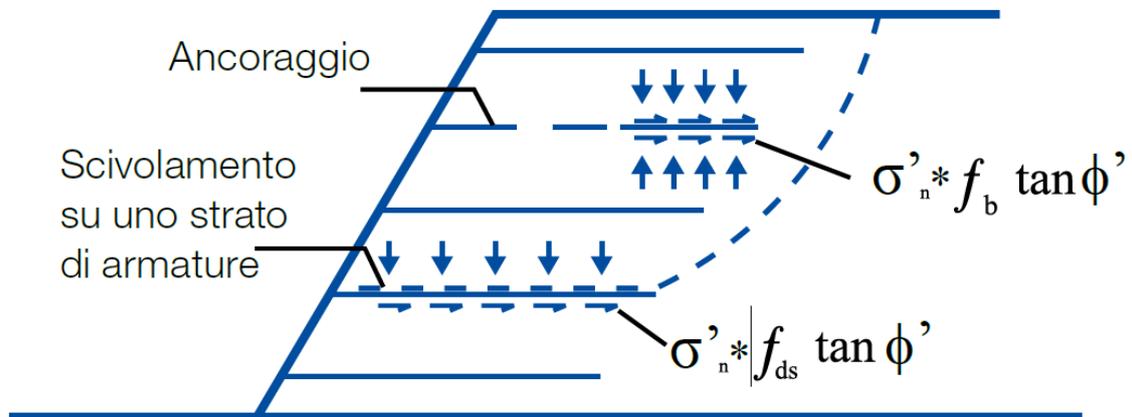


Figura 2.11: Tipologie di interazione tra il rinforzo sintetico e il terreno. (After Nart, 2007)

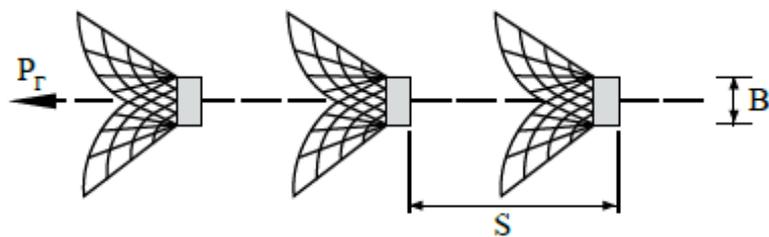
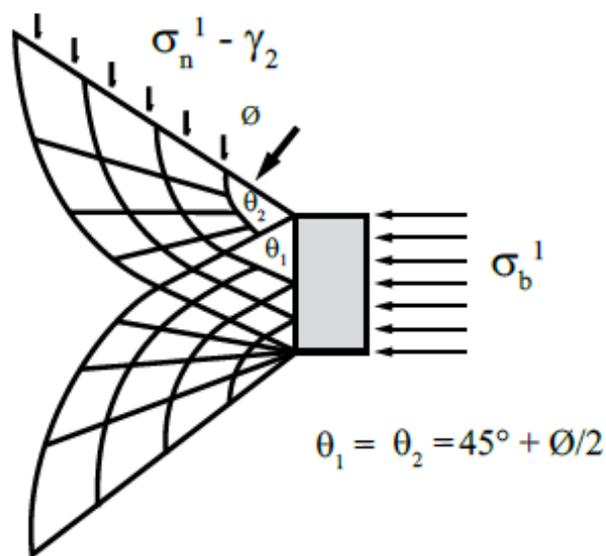
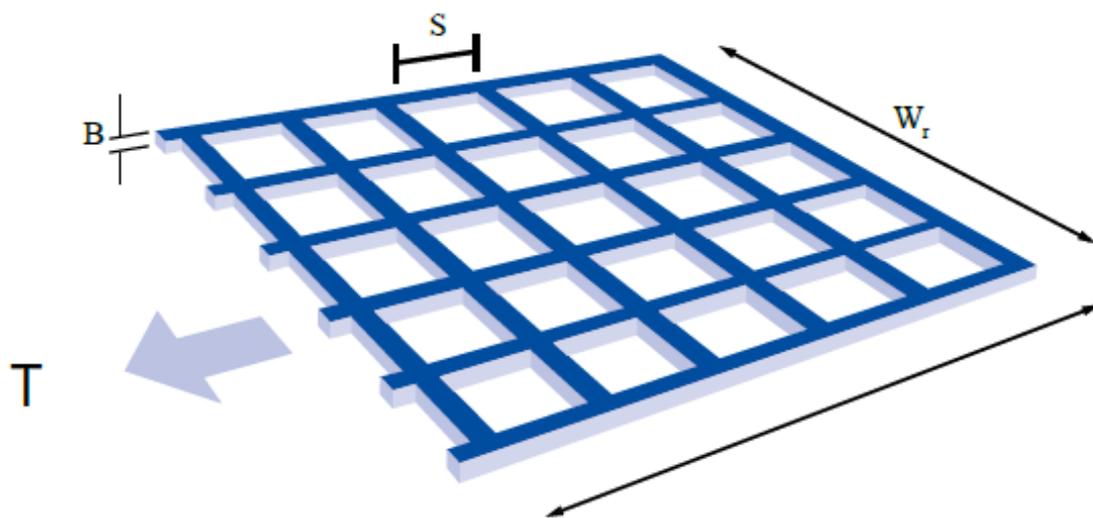


Figura 2.12: Modello di funzionamento di una geogriglia. (After Nart, 2007)

Dove:

α_s = frazione solida della superficie della geogriglia;

α_b = quota parte della larghezza della geogriglia capace di mobilitare resistenza passiva;

S = distanza tra gli elementi trasversali capaci di mobilitare resistenza passiva;

B = spessore degli elementi trasversali;

σ'_b = pressione limite passiva lungo la direzione di sfilamento;

δ = angolo di attrito tra parte solida della geogriglia e terreno.

2.5.1 Coefficiente di pullout

Il secondo parametro comunemente utilizzato per valutare il trasferimento dei carichi dal terreno al rinforzo è il cosiddetto coefficiente di sfilamento, noto nella letteratura anglosassone come bond coefficient (indicato come α_b).

Jewell ha definito questo coefficiente tramite la seguente espressione analitica:

$$f_b \cdot \tan(\varphi') = \bar{\alpha}_s \cdot \tan(\delta) + \left(\frac{\alpha'_b}{\alpha'_n}\right) \cdot \left(\frac{\bar{\alpha}_b \cdot B}{2 \cdot S}\right) \quad (2.13)$$

Attraverso alcuni passaggi matematici, si ottiene una forma semplificata della formula:

$$f_b = \bar{\alpha}_s \cdot \left(\frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi')}\right) + \left(\frac{\alpha'_b}{\alpha'_n}\right) \cdot \left(\frac{\bar{\alpha}_b \cdot B}{2 \cdot S}\right) \cdot \frac{1}{\tan(\varphi')} \quad (2.14)$$

Per i geosintetici a maglia chiusa (come i geotessili tessuti), si ha:

$$\alpha_s = 1 \quad (2.15)$$

$$\alpha_b = 0 \quad (2.16)$$

Da cui segue:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi')} \quad (2.17)$$

Questo implica che:

$$f_b = f_{ds} \quad (2.18)$$

Nel caso di geosintetici di rinforzo a maglia aperta (come le geogriglie), inserendo i valori specifici del materiale nell'espressione, si osserva che il valore massimo del coefficiente si raggiunge con geometrie per cui:

$$\frac{S}{\bar{\alpha}_b \cdot B} < 20 \quad (2.19)$$

2.6 Resistenza ammissibile

Koerner (2016) afferma che il concetto fondamentale della progettazione si fonda sulla definizione di un fattore di sicurezza. Nel caso delle geogriglie, in cui la funzione principale è il rinforzo, questo fattore di sicurezza si presenta nella forma seguente:

$$FS = \frac{T_{amm}}{T_{req,d}} \quad (2.20)$$

Dove:

FS: fattore di sicurezza;

T_{amm} = resistenza a trazione ammissibile;

$T_{req,d}$ = resistenza richiesta di progetto;

Il valore ammissibile è ottenuto da una prova di trazione come quella descritta, in cui la configurazione della prova di laboratorio deve essere confrontata con le condizioni effettive previste sul campo. La resistenza a trazione ottenuta in laboratorio rappresenta generalmente un valore ultimo, che necessita di essere ridotto prima di essere utilizzato in fase di progettazione, rendendo $T_{amm} < T_{ult}$. Vengono quindi applicati fattori di riduzione per ciascun elemento non riprodotto nella prova di laboratorio utilizzando per esempio un'equazione come la seguente:

$$T_{amm} = T_{ult} \left[\frac{1}{RF_{ID} + RF_{CR} + RF_{CBD}} \right] \quad (2.21)$$

Dove:

- T_{ult} = resistenza a trazione ultima da una prova di trazione standard in isolamento;

- T_{amm} = resistenza a trazione ammissibile;
- RF_{ID} = fattore di riduzione per i danni da installazione;
- RF_{CR} = fattore di riduzione per evitare un eccessivo scorrimento o rottura per scorrimento per tutta la durata di vita della struttura;
- RF_{CBD} = fattore di riduzione contro il degrado chimico e biologico a lungo termine.

È importante notare che alcuni di questi valori possono essere pari a 1 o leggermente superiori, risultando quindi trascurabili. Altri fattori, non esplicitamente indicati nell'equazione 2.3, possono essere aggiunti se richiesto dalle condizioni specifiche del sito. Ad esempio, i fattori di riduzione contro la degradazione causata dai raggi ultravioletti (RF_{UV}), per le cuciture in campo (RF_{seam}) o per le penetrazioni (RF_{pen}) possono essere inclusi in base alle esigenze specifiche del sito.

Tabella 2.1: valori del fattore di riduzione raccomandati per l'uso nell'equazione (2.21) per la determinazione della resistenza a trazione ammissibile delle geogriglie. (After Koerner, 2005)

Area di applicazione	Fattore di riduzione		
	RF_{ID}	RF_{CR}	RF_{CBD}
Strade asfaltate	1.1 a 1.6	1.5 a 2.5	1 a 1.6
Strade non asfaltate	1.2 a 1.5	1.5 a 2.5	1.1 a 1.7
Rilevati	1.1 a 1.4	2 a 3	1.1 a 1.5
Pendio	1.1 a 1.4	2 a 3	1.1 a 1.5
Muri	1.1 a 1.4	2 a 3	1.1 a 1.5
Fondazioni	1.2 a 1.5	2 a 3	1.1 a 1.6

2.7 Progettazione del rinforzo utilizzando le geogriglie

la funzione primaria delle geogriglie è il rinforzo, come approfondito da Koerner (2016); in questa paragrafo verranno esaminate le applicazioni del rinforzo nel caso di argini e pendii e nel caso di muri rinforzati.

2.7.1 Strade non asfaltate o fondazioni su terreni deboli

L'uso delle geogriglie, per rinforzare terreni di fondazione per strade non asfaltate e per il posizionamento di fondazioni su terreni deboli, è una importante area di applicazione. Di seguito verrà presentato un metodo per determinare i carichi limite su fondazioni a strisce poste su terreni rinforzati con strati orizzontali di geosintetici proposto da Michalovski (2015), in particolare una metodologia per calcolare l'incremento della

capacità portante dovuto a uno o più strati di rinforzo geosintetico posti nel terreno di fondazione.

Vengono fornite soluzioni distinte per due scenari: il primo considera lo scivolamento degli strati di rinforzo nel terreno, mentre il secondo analizza la rottura del rinforzo. Nel caso dello scivolamento, l'aumento della capacità portante è influenzato dalle proprietà dell'interfaccia tra terreno e rinforzo, mentre nel caso della rottura, è determinato dalla resistenza del rinforzo stesso.

La rottura del rinforzo avviene quando la forza applicata supera la resistenza a trazione del rinforzo stesso. Questa situazione viene identificata come rinforzo "debole". Al contrario, il caso in cui il rinforzo possiede una resistenza a trazione superiore alla forza indotta viene definito come rinforzo "forte".

Dal momento che lo scivolamento e la rottura del rinforzo rappresentano due modalità di cedimento distintamente diverse, non è possibile descriverle con una medesima formula di calcolo; pertanto, vengono trattate separatamente.

2.7.1.1 Rinforzo forte:

2.7.1.1.1 Strato singolo di rinforzo

Una forma generale della capacità portante del terreno rinforzato con un singolo strato di rinforzo è data da:

$$p = \frac{1}{1 - \mu \frac{d}{B} M_p} \left[c(N_c + f_c M_c) + q(N_q + \mu M_q) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{d}{B} M_\gamma \right) \right] \quad (2.22)$$

Dove

μ = coefficiente di attrito tra terreno e e rinforzo;

f_c = coefficiente di adesione;

N = coefficiente di capacità portante standard;

M = coefficienti di capacità portante dovuti al rinforzo (da calcolare numericamente);

d/B = profondità relativa del rinforzo.

I coefficienti N_c , N_q e N_γ non dipendono esclusivamente dall'angolo di attrito interno ϕ , ma sono influenzati anche dai rapporti $c/(\gamma B)$ e $q/(\gamma B)$, analogamente a quanto avviene

per le fondazioni prive di rinforzo. Tuttavia, per semplificare l'applicazione pratica delle raccomandazioni progettuali, si assume in modo conservativo che tali coefficienti siano funzioni unicamente di ϕ . Questa ipotesi consente di mantenere la trattabilità senza perdere troppo in precisione.

Vengono adottate formule specifiche per la determinazione dei coefficienti.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.23)$$

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (2.24)$$

Il coefficiente N_c nell'Equazione 2.22 è espresso in una forma conveniente come funzione di N_q . Storicamente, però, il contributo della coesione alla capacità portante era calcolato separatamente, poiché il concetto moderno di fattori di capacità portante non veniva preso in considerazione.

Per quanto riguarda N_γ , tra le diverse formulazioni disponibili, si suggerisce l'adozione di una soluzione recente proposta da Michalowski (1997), che rappresenta un approccio aggiornato e più accurato per il calcolo.

$$N_\gamma = e^{0.66 + 5.11 \cdot \tan \phi} \tan \phi \quad (2.25)$$

La formula per N_γ rappresenta un'approssimazione in forma chiusa dei risultati ottenuti da analisi numeriche basate sul metodo dell'analisi limite. Essa è inoltre compatibile con il metodo proposto per valutare l'influenza del rinforzo nei terreni di fondazione, garantendo coerenza tra le diverse fasi di calcolo.

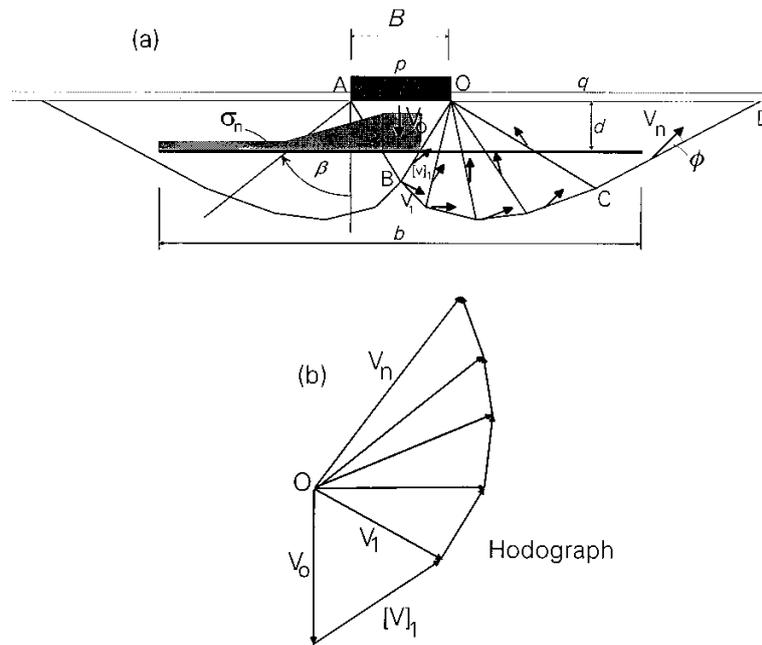


Figura 2.13: Cedimento del terreno di fondazione con un singolo strato di rinforzo. (After Michalovski, 2015)

2.7.1.1.2 La lunghezza del rinforzo

La lunghezza del rinforzo, b , è uno dei fattori chiave che influenzano la capacità portante del terreno. Studi di laboratorio hanno dimostrato che la capacità portante cresce con l'aumento della lunghezza del rinforzo fino a circa quattro volte la larghezza della fondazione $b/B = 4$. Come illustrato nella Fig. 2.14, basata su calcoli numerici $f_b = f_c = 0,6$, l'incremento della capacità portante varia in base al tipo di terreno:

- Per argilla non drenata, si osserva un incremento progressivo della capacità portante fino a $b/B = 4$;
- Per sabbia $\varphi = 30^\circ$, l'aumento della capacità portante diventa meno significativo una volta superato $b/B = 4$.

Con una lunghezza $b = 4B$, l'incremento di capacità portante raggiunge circa il 95% del massimo incremento possibile, rendendo questa lunghezza un valore pratico e ragionevole.

Sono stati comunque condotti calcoli per lunghezze inferiori a $4B$ al fine di analizzare l'effetto di un rinforzo più corto:

- Con $b/B = 3$, si ottiene circa l'80% del beneficio massimo;
- Con $b/B = 2$, si raggiunge oltre il 60% del beneficio massimo.

Questi risultati evidenziano che, sebbene lunghezze più brevi siano meno efficaci, offrono comunque un contributo significativo alla capacità portante.

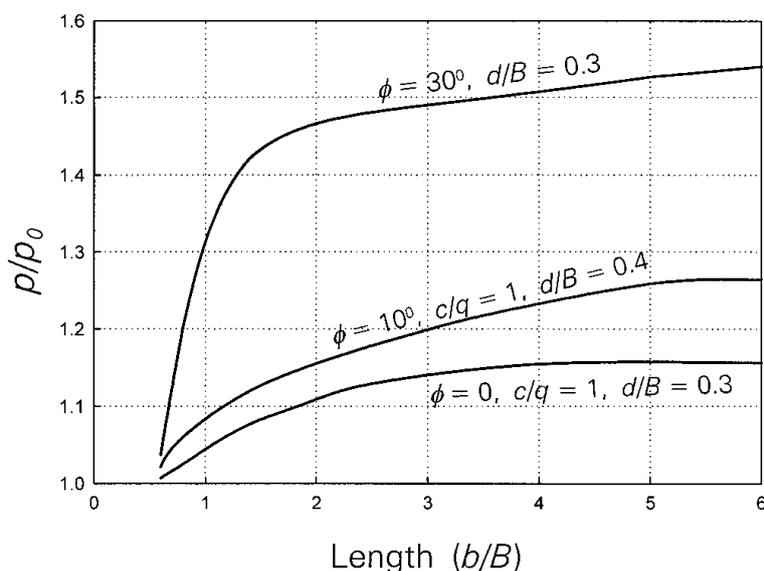


Figura 2.14: Aumento della capacità portante in funzione del rinforzo. (After Michalovski, 2015)

2.7.1.1.3 Profondità del rinforzo

I calcoli hanno confermato che la profondità a cui viene posizionato il rinforzo influisce in modo significativo sull'aumento della capacità portante del terreno. Questo effetto è illustrato nella Fig. 2.12, che mostra come la capacità portante varia con la profondità del rinforzo in terreni granulari $\phi = 30^\circ$, $\phi = 40^\circ$, con $f_b = 0,6$, $q = 0$ e in terreni coesivi $\phi = 0^\circ$, $\phi = 10^\circ$, con $f_b = f_c = 0,6$, $q/c = 1$. La profondità ottimale risulta dipendente dalle caratteristiche del terreno.

Quando il rinforzo è posizionato a una profondità inferiore a quella ottimale, esso interagisce direttamente con il terreno in deformazione, intersecando il meccanismo di collasso. A profondità maggiori, il rinforzo non incrocia direttamente il meccanismo di cedimento (come evidenziato in Fig. 2.15), ma ne limita l'estensione verso zone più profonde, contribuendo comunque all'aumento della capacità portante. Tuttavia, questo effetto si annulla oltre una certa profondità, quando il rinforzo non interferisce più con il meccanismo di cedimento.

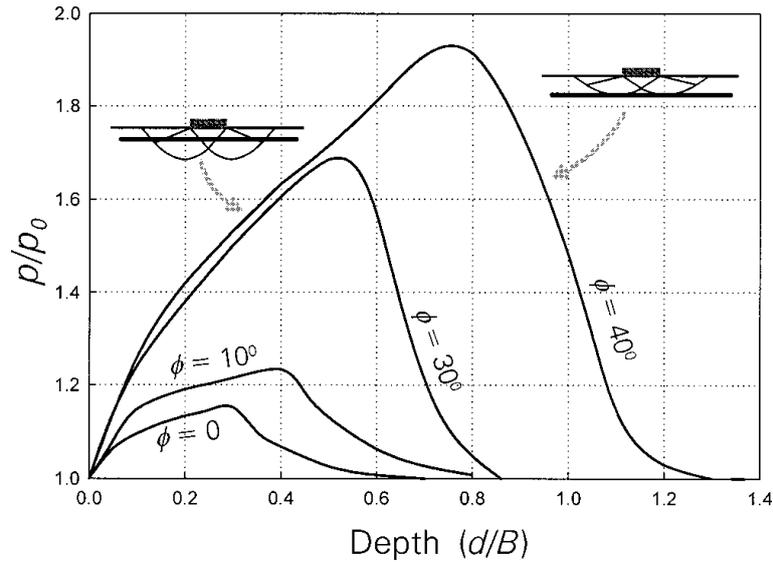


Figura 2.15: L'incremento della capacità portante in relazione alla profondità del rinforzo (con un singolo strato). (After Michalovski, 2015)

La Fig. 2.16 mostra la profondità ottimale per un singolo strato di rinforzo in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno. Le curve superiore e inferiore indicano le profondità che determinano incrementi della capacità portante pari al 50 % del massimo incremento possibile. L'area ombreggiata rappresenta l'intervallo di profondità consigliato per la progettazione.

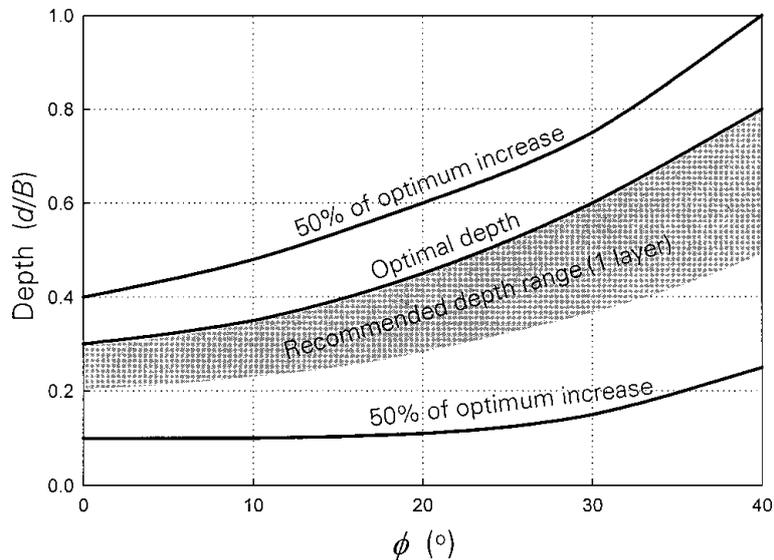


Figura 2.16: Profondità consigliata per un singolo strato di armatura. (After Michalovski, 2015)

2.7.1.1.4 Coefficienti M

L'incremento della capacità portante generato dal rinforzo dipende da una combinazione di fattori che includono le proprietà dei materiali del terreno, le

caratteristiche delle interfacce di rinforzo e gli aspetti geometrici (come lunghezza e profondità). Poiché questi elementi sono strettamente interconnessi, è stato necessario restringere il campo dei parametri per rendere l'analisi gestibile e i risultati significativi. In particolare, si è assunto che la lunghezza del rinforzo fosse quattro volte la larghezza della fondazione ($b/B = 4$) e che la profondità fosse prossima al valore ottimale, come indicato nella Figura 2.12. La pressione di sovraccarico è stata impostata a $q/\gamma B = 0,25$, mentre la coesione è stata variata tra $c/\gamma B = 1$ per argilla non drenata ($\varphi = 0$) e $c/\gamma B = 0$ per terreni con $\varphi > 30^\circ$ (con valori intermedi di $c/\gamma B = 0,5$ e $0,25$ rispettivamente per $\varphi = 10^\circ$ e 20°). I coefficienti di adesione f_b e f_c sono stati fissati entrambi a 0.6 . Il massimo vantaggio si ottiene quando il rinforzo interseca il meccanismo di collasso sopra i punti B e C (Figura 2.10 (a)). In tali situazioni, i coefficienti M_c , M_q e M_γ (Eq. 2.21) hanno valori uguali ($M_c = M_q = M_\gamma = M$). Pertanto, l'Eq. 11 può essere riscritta come segue:

$$p = \frac{1}{1 - \mu \frac{d}{B} M_p} \left[c(N_c + f_c M) + q(N_q + \mu M) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{d}{B} M \right) \right] \quad (2.26)$$

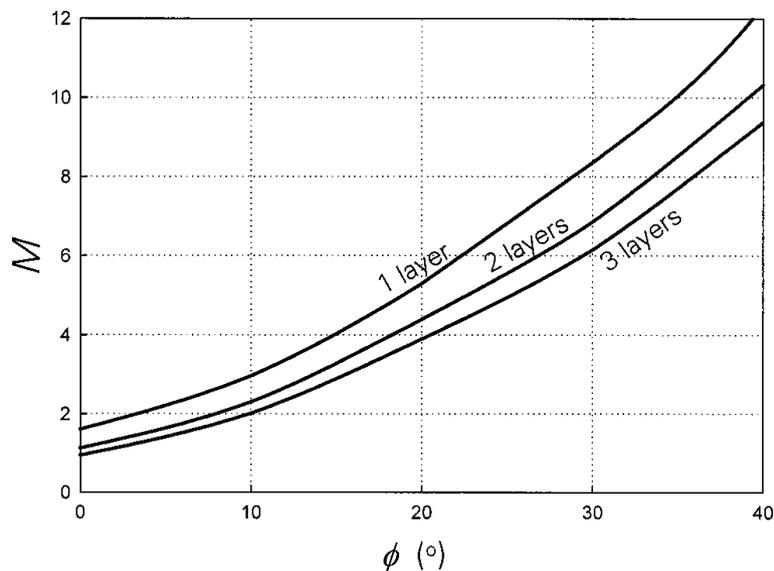


Figura 2.17: Coefficienti M in funzione dell'angolo di attrito φ . (After Michalovski, 2015)

La relazione tra il coefficiente M e l'angolo di attrito interno è illustrata nella Figura 2.17. Per un singolo strato, tale dipendenza può essere approssimata utilizzando la seguente espressione:

$$M = 1,6(1 + 8,5 \tan^{1,3} \varphi)$$

(2.27)

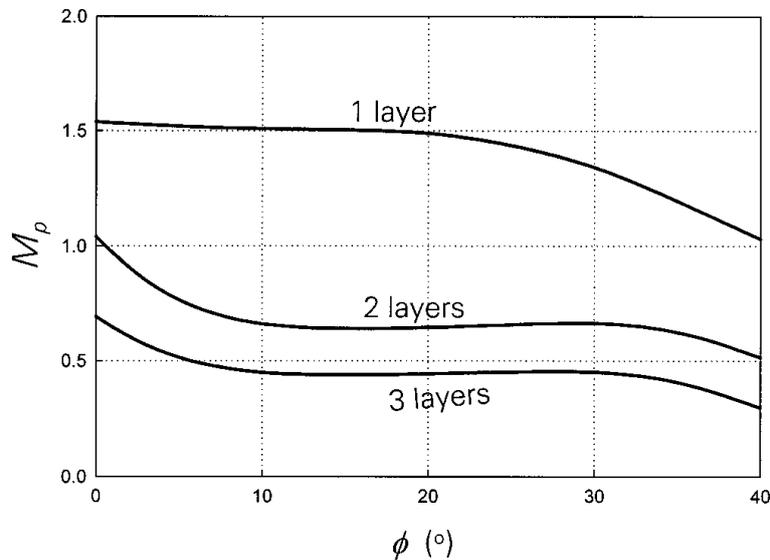


Figura 2.18: Coefficiente M_p in funzione dell'angolo di attrito φ . (After Michalovski, 2015)

Il coefficiente M_p è mostrato graficamente nella Figura 2.18 e può essere approssimato tramite una stima lineare conservativa (considerando un singolo strato di rinforzo) nella forma seguente:

$$M_p = 1,5 - 1,25 \cdot 10^{-2} \varphi$$

(2.28)

Dove φ è espresso in gradi. Si evidenzia che le espressioni riportate nelle Eq. (2.26) e (2.27) sono valide solo per condizioni che rispettano le ipotesi utilizzate nei calcoli numerici. Nello specifico, si assume che la lunghezza del rinforzo sia pari a quattro volte la larghezza della fondazione, mentre la profondità del rinforzo rientri nell'intervallo ottimale descritto nella Figura 2.16, in cui il rinforzo interseca il meccanismo di collasso al di sopra dei punti B e C (Figura 2.13).

2.7.1.1.5 Due strati e tre strati di rinforzo

Michalovski fornisce un'analisi estesa a terreni di fondazione contenenti due e tre strati di rinforzo. I risultati mostrano l'incremento della capacità portante in relazione alla spaziatura del rinforzo s/B e sono rappresentati graficamente nella Figura 2.19.

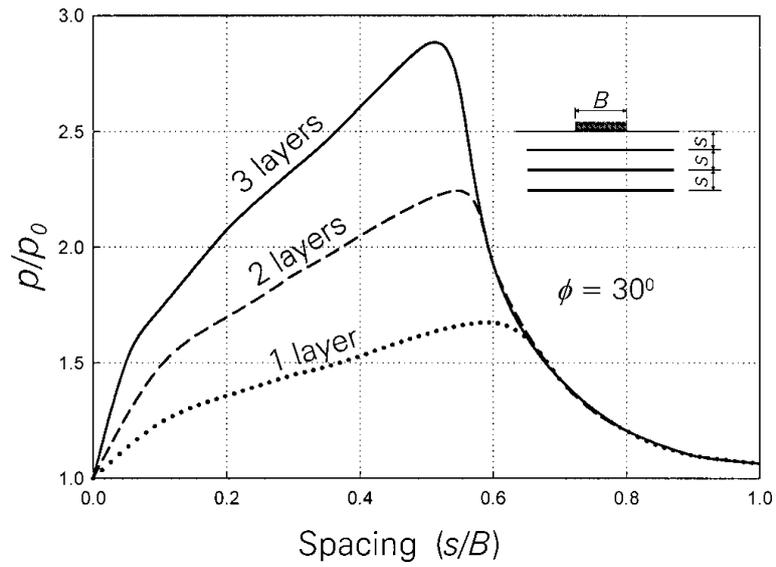


Figura 2.19: Incremento della capacità portante in funzione della distanza tra gli strati di armatura. (After Michalovski, 2015)

La spaziatura più efficace, insieme ai limiti del 50% di incremento della capacità portante, è rappresentata nella Figura 2.20. Questa figura evidenzia l'intervallo ottimale di spaziatura del rinforzo s/B per massimizzare l'efficienza del sistema.

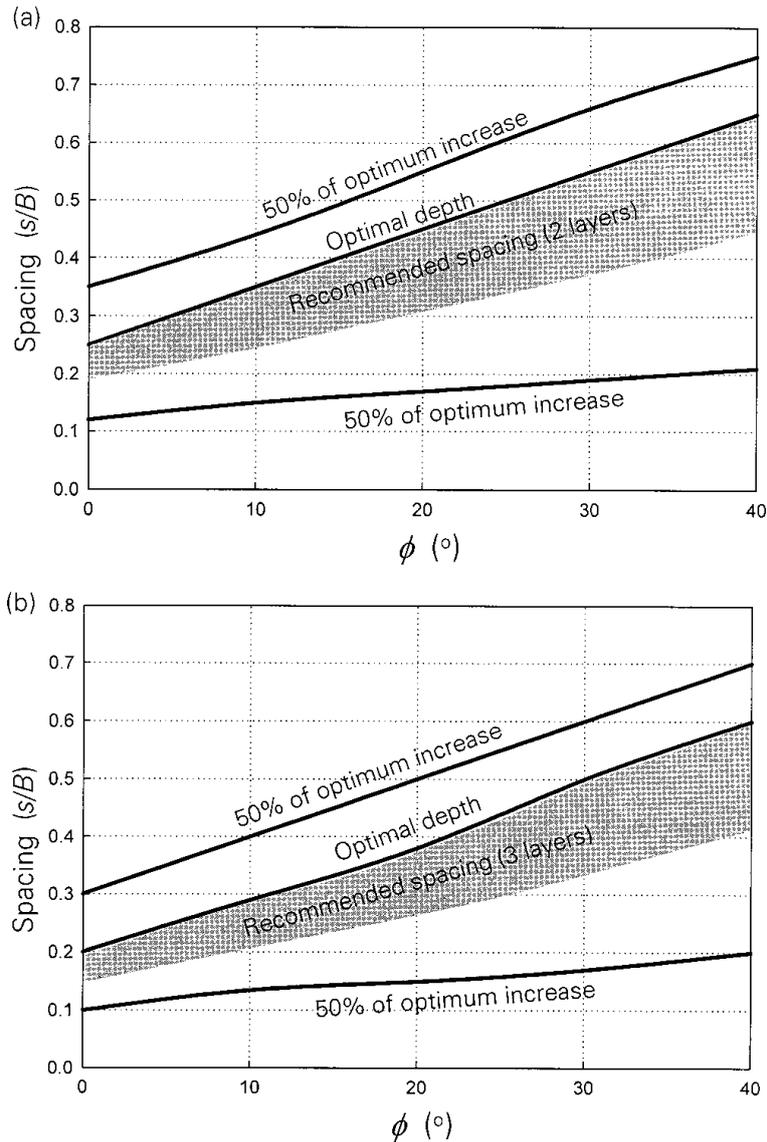


Figura 2.20: Spaziatura raccomandata: (a) due strati, (b) tre strati di rinforzo; (After Michalovski, 2015)

La formula per calcolare la capacità portante si presenta ora nella seguente forma:

$$p = \frac{1}{1 - \mu M_p \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} \left[c(N_c + n f_c M) + q(N_q + n \mu M) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu M \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B} \right) \right] \quad (2.29)$$

Dove:

- n = il numero di strati;
- d_i = profondità dello i-esimo strato.

Nel caso di un meccanismo di rottura in cui tutti gli strati di rinforzo intersecano il meccanismo sopra i punti B e C (Figura 2.13), i coefficienti M corrispondenti sono

riportati nella Figura 2.17. Questi coefficienti possono essere stimati utilizzando le seguenti espressioni:

$$M = 1,1(1 + 10,6 \tan^{1,3} \varphi) \quad (2.30)$$

Per due strati e:

$$M = 0,9(1 + 11,9 \tan^{1,3} \varphi) \quad (2.31)$$

Per la fondazione a tre strati. Il coefficiente M_p invece viene approssimativamente stimato in:

$$M_p = 0,75 - 6,25 \cdot 10^{-3} \varphi \quad (2.32)$$

Per due strati e:

$$M_p = 0,50 - 6,25 \cdot 10^{-3} \varphi \quad (2.33)$$

Per il caso di tre strati (con φ espresso in gradi). Le formule riportate nelle Eq. (2.29) - (2.32) sono valide per un rapporto tra la lunghezza del rinforzo e la larghezza della fondazione $b/B = 4$, rispettando inoltre la spaziatura ottimale indicata nella Figura 2.20.

2.7.1.2 Rinforzo Debole (Rottura del Rinforzo)

Al momento del cedimento del terreno di fondazione, il contributo del "rinforzo debole" deriva principalmente dal lavoro associato alla deformazione plastica (snervamento) piuttosto che dal fenomeno di scorrimento. Il rinforzo è caratterizzato dalla sua resistenza a trazione T_t (calcolata per unità di larghezza). L'influenza degli strati di rinforzo sulla capacità portante viene determinata utilizzando il teorema cinematico dell'analisi limite, applicato al classico meccanismo di collasso della fondazione, rappresentato in Fig. 2.13.

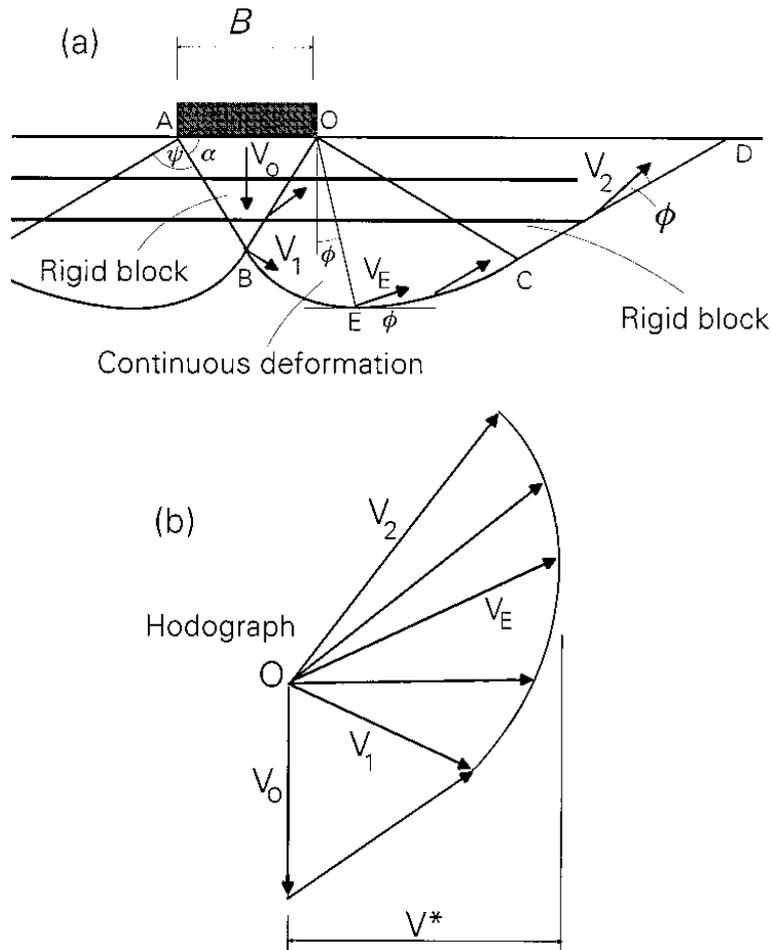


Figura 2.21: Cedimento del terreno di fondazione: Meccanismo (a) e Odografo (b). (After Michalovski, 2015)

Si considera che il rinforzo sia perfettamente ancorato al terreno e che raggiunga lo snervamento in estensione tra i raggi OB e OE, con una velocità di deformazione indicata come v^* sull'odografo in Fig. 2.21 (b).

I calcoli basati sull'analisi limite portano alla seguente formula per la capacità portante:

$$p = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + \frac{nT_t}{B} \quad (2.34)$$

dove n è il numero di strati e:

$$M_r = 2 \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi} \quad (2.35)$$

Gli strati di rinforzo devono essere posizionati entro una profondità tale da contribuire efficacemente alla capacità portante. Gli intervalli illustrati nelle Figure 2.16 e 2.20

rappresentano una stima utile per determinare la profondità e la spaziatura ottimali. Il metodo consiglia di mantenere tali parametri all'interno delle aree evidenziate nelle stesse figure.

Quando il terreno di fondazione è rinforzato con più strati disposti a distanza ravvicinata, la resistenza offerta dal rinforzo può essere rappresentata come una resistenza distribuita:

$$k_t = \frac{T_t}{s} \quad (2.36)$$

Dove s rappresenta la spaziatura. In assenza di criteri più specifici, si può adottare come regola generale l'utilizzo di almeno tre strati di rinforzo, con una spaziatura approssimativa pari a $0,3B$ per sabbia e ghiaia, e $0,2B$ per terreni coesivi. In tali condizioni, l'Equazione (2.33) si modifica assumendo la seguente forma:

$$p = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + k_t M'_r \quad (2.37)$$

In cui

$$M'_r = 1 + \sin(\varphi)e^{\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)\tan\varphi} \quad (2.38)$$

2.7.2 Pendii e argini

L'impiego delle geogriglie per il rinforzo di pendii o terrapieni ripidi (con angoli rispetto all'orizzontale inferiori a 70°) segue in modo analogo le tecniche e i progetti sviluppati per i geotessili. L'uso di metodi di equilibrio limite su un piano di rottura ad arco circolare, che attraversa i diversi strati di rinforzo, permette di formulare un'espressione del fattore di sicurezza:

$$FS = \frac{M_R + \sum_{i=1}^n T_i \gamma_i}{M_D} \quad (2.39)$$

Dove:

M_R = momenti resistente dovuto alla resistenza al taglio del terreno;

M_D = momento di progetto dovuto a gravità, infiltrazione, sismica, carichi morti e vivi,;

T_i = resistenza ammissibile dell'armatura

y_i = braccio (o bracci) associato ai momenti;

n = numero di strati di armatura separati;

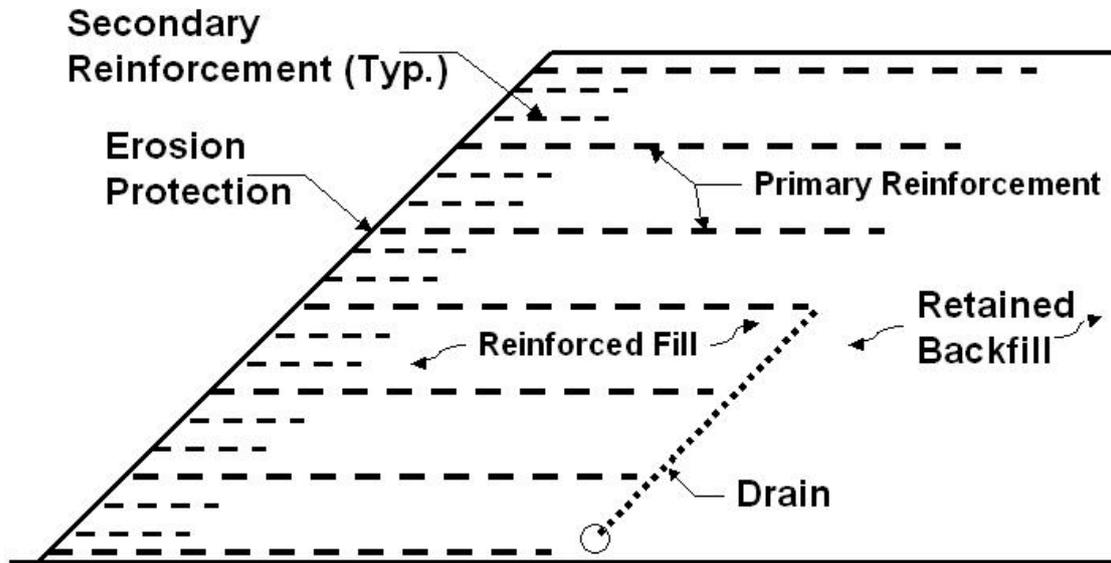


Figura 2.22: Pendio rinforzato. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)

Quando si ricostruiscono pendii franati o si realizzano pendii ripidi in terra e rilevati, si utilizzano generalmente strati principali di rinforzo alternati a strati secondari. Questi ultimi favoriscono la compattazione della superficie del pendio e aiutano a limitare l'erosione superficiale, come mostrato in figura 2.22. Per questi casi, i metodi per analizzare la stabilità dei pendii si prestano efficacemente alla modellazione computerizzata.

Di seguito verrà mostrato l'approccio più conservativo proposto da Jewell (1990), metodo utilizzato per muri di altezza bassa o media.

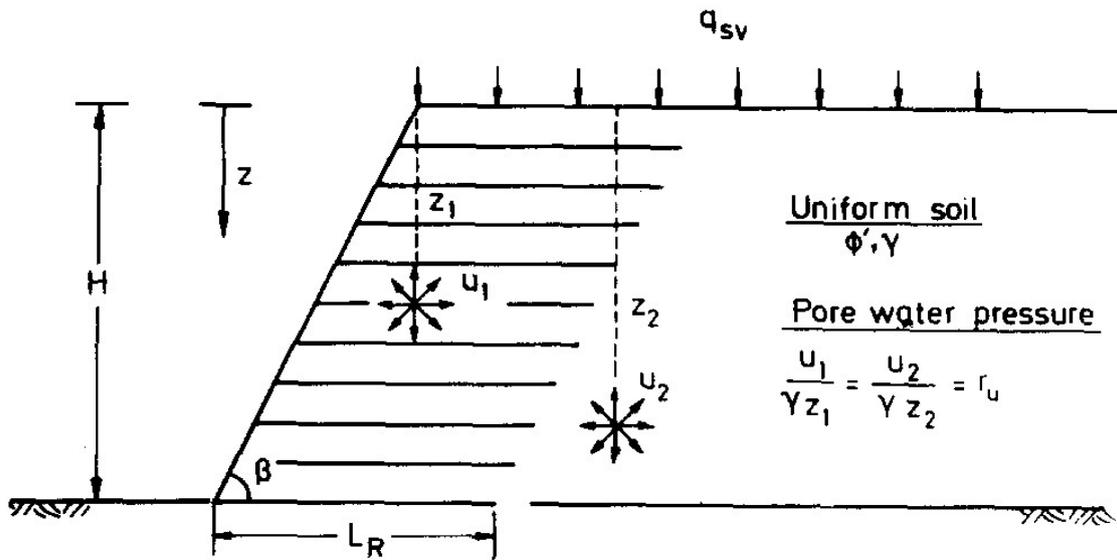


Figura 2.23: Definizioni e parametri per pendii ripidi rinforzati. (After Jewell, 1990)

2.7.2.1 Pendii rinforzati ripidi

Le caratteristiche dei pendii rinforzati ripidi, come descritte dai grafici, sono sintetizzate nella figura 2.23. Il metodo permette di analizzare riempimenti uniformi con un'inclinazione β rispetto all'orizzontale compresa tra 30° e 90° . Si assume che i pendii di riempimento siano costruiti su una fondazione stabile e piana, con una sommità orizzontale. È prevista la possibilità di applicare un carico uniforme verticale sulla sommità. La resistenza del terreno viene espressa in termini di resistenza al taglio efficace, rappresentata da (ϕ') , con $c'=0$). Jewell (1990) consiglia di utilizzare la resistenza al taglio allo stato critico o a grandi deformazioni, indicata come ϕ'_s , per la progettazione di pendii in terra rinforzati con materiali polimerici.

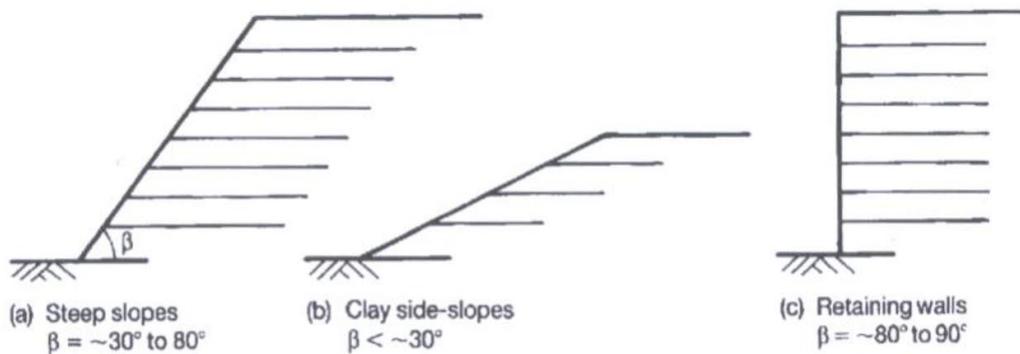


Figura 2.24: Rilevati in terra rinforzata con varie inclinazioni. (After Jewell, 1990)

Le pressioni interstiziali dell'acqua costituiscono un elemento cruciale nel comportamento dei pendii e vengono incluse nei grafici attraverso il coefficiente adimensionale di pressione interstiziale, definito come $r_u = u/\gamma z$.

L'interazione tra il terreno e gli strati orizzontali di rinforzo viene descritta tramite un coefficiente di adesione, f_b , che determina il tasso di trasferimento del carico tra il rinforzo e il terreno (ossia, la lunghezza necessaria per l'adesione di uno strato di rinforzo). Un altro coefficiente, denominato coefficiente di scorrimento diretto f_{ds} , applicato alla resistenza al taglio del terreno, controlla la resistenza al cedimento per taglio, espressa come $f_{ds} \tan \varphi'$, sia al di sopra che al di sotto di uno strato di rinforzo nella zona rinforzata.

Il coefficiente di adesione può assumere qualsiasi valore nell'intervallo legittimo $1 \geq f_b \geq 0$. I grafici non sono limitati ai rinforzi in geotessile e griglie polimeriche, ma possono essere utilizzati anche per la progettazione con strisce o altre forme strette di rinforzi polimerici. Per ridurre al minimo il numero di grafici, è stato necessario selezionare un unico valore per il coefficiente di scorrimento diretto, e si è scelto nuovamente $f_{ds} = 0,8$, in modo da coprire in sicurezza la maggior parte dei casi pratici.

I grafici di progetto vengono mostrati di seguito in figura 2.25, 2.26, 2.27. Jewell (1990) fornisce due grafici per ciascun valore del coefficiente di pressione interstiziale $r_u = 0, 0.25$ e 0.50 :

- Il primo grafico fornisce il coefficiente di pressione terrestre K_{Req} , utilizzato per calcolare la forza di rinforzo necessaria per garantire l'equilibrio del pendio.
- Gli altri grafici indicano la lunghezza minima richiesta del rinforzo L_R/H , necessaria per soddisfare i requisiti di stabilità interna ed esterna e prevenire lo scorrimento diretto nella zona rinforzata.

La lunghezza minima necessaria del rinforzo è progettata per garantire la stabilità sia interna che globale, impedendo lo scivolamento diretto all'interno del blocco rinforzato. Tuttavia, l'equilibrio esterno, che riguarda potenziali cedimenti che si sviluppano al di fuori della zona rinforzata e i cedimenti locali legati alla capacità portante della fondazione nei pendii molto ripidi, deve essere valutato separatamente.

Per ottenere un equilibrio stabile ed economicamente vantaggioso in un pendio ripido, è fondamentale calcolare la distribuzione della tensione massima che il rinforzo deve garantire per mantenere la stabilità del terreno. Questo permette di progettare un sistema di rinforzo adeguato, con resistenza e spaziatura sufficienti, assicurandosi che la tensione minima fornita dal rinforzo superi la tensione massima richiesta per l'equilibrio del terreno a ogni profondità, rispettando così le condizioni di stabilità sia locale che globale.

Nella maggior parte dei progetti di pendii comuni, è generalmente adeguato limitare il valore di progetto della forza di rinforzo ammissibile in modo che la deformazione cumulativa a trazione nel rinforzo rimanga entro il 3-5% durante l'intera vita utile. Questo accorgimento assicura una funzionalità soddisfacente, evitando che le deformazioni compromettano l'estetica o la funzionalità del pendio.

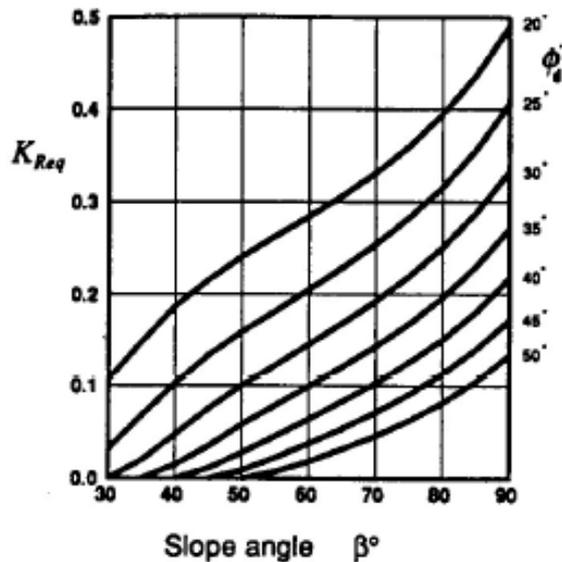
STEEP REINFORCED SLOPE DESIGN CHARTS

Jewell (1990)

CHART 1

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} = 0.00$$

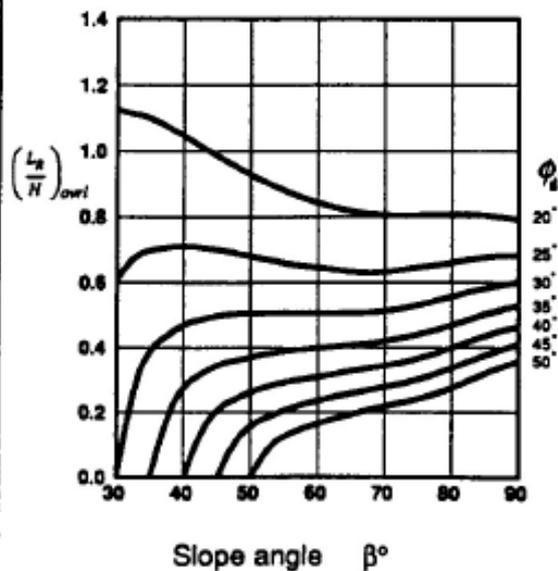
Minimum Required Force K_{Req}



Minimum reinforcement length:

- (1) The minimum length at the crest of the slope is that required for *overall stability*.
- (2) The minimum length at the base of the slope is the greater of that required for *overall stability* and to prevent *direct sliding*.
- (3) Where reinforcement of constant length is to be used select the greater length required to satisfy equilibrium at the base of the slope, (2) above.
- (4) Where *direct sliding* governs the required reinforcement length at the base of the slope it is permissible to reduce the length uniformly from L_b at the base of the slope to L_{ovrl} at the crest of the slope.

Minimum Required Length Overall Stability $(L_R/H)_{ovrl}$



Minimum Required Length Direct Sliding $(L_R/H)_{ds}$

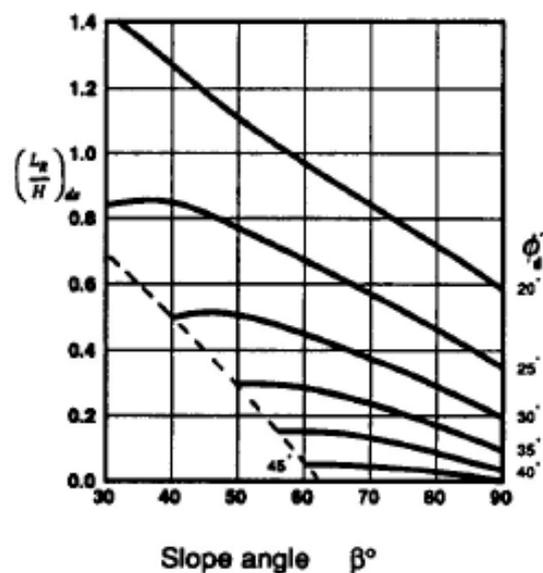


Figura 2.25: Grafico 1. (After Jewell, 1990)

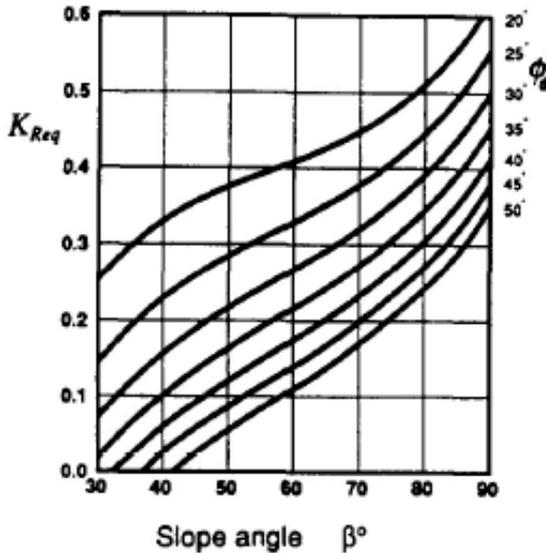
STEEP REINFORCED SLOPE DESIGN CHARTS

Jewell (1990)

CHART 2

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} = 0.25$$

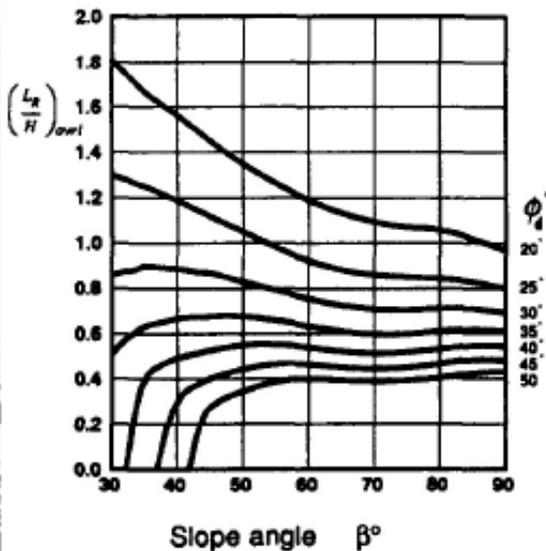
Minimum Required Force K_{Req}



Minimum reinforcement length:

- (1) The minimum length at the crest of the slope is that required for *overall stability*.
- (2) The minimum length at the base of the slope is the greater of that required for *overall stability* and to prevent *direct sliding*.
- (3) Where reinforcement of constant length is to be used select the greater length required to satisfy equilibrium at the base of the slope, (2) above.
- (4) Where *direct sliding* governs the required reinforcement length at the base of the slope it is permissible to reduce the length uniformly from L_{db} at the base of the slope to L_{ovst} at the crest of the slope.

Minimum Required Length Overall Stability $(L_R/H)_{ovst}$



Minimum Required Length Direct Sliding $(L_R/H)_{ds}$

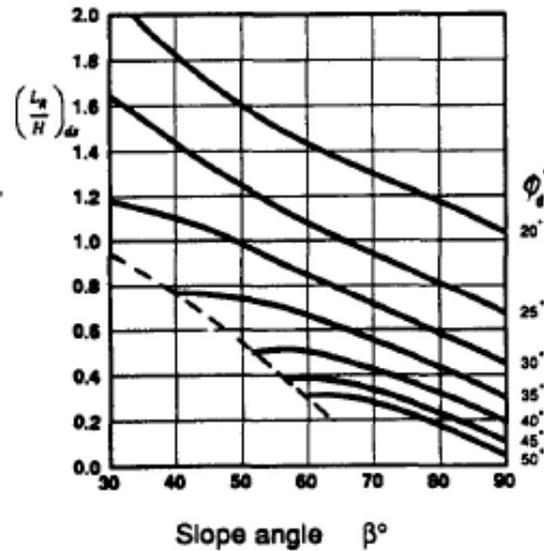


Figura 2.26: Grafico 2. (After Jewell, 1990)

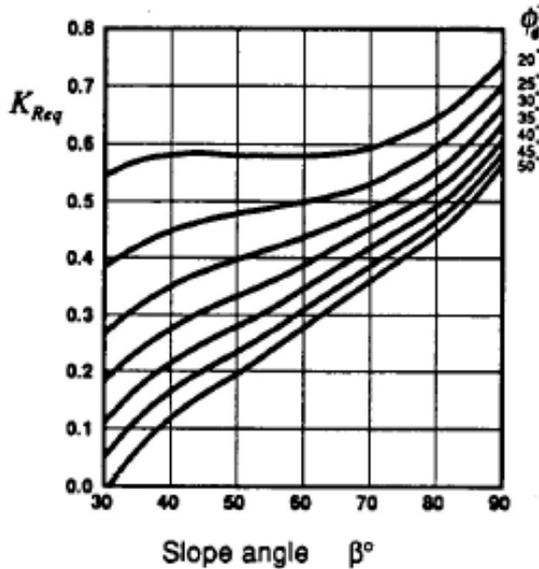
STEEP REINFORCED SLOPE DESIGN CHARTS

Jewell (1990)

CHART 3

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} = 0.50$$

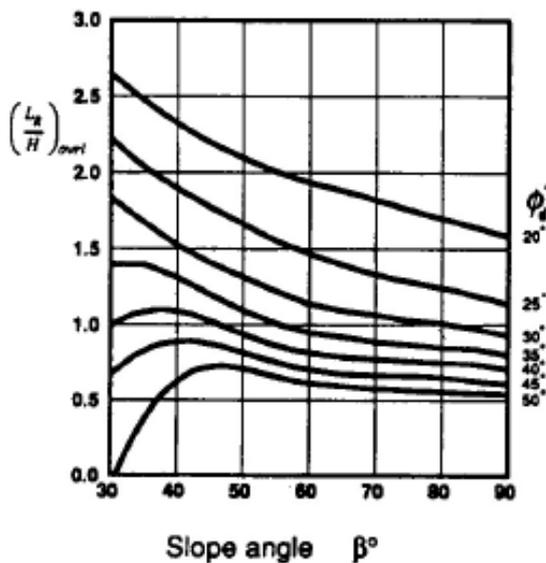
Minimum Required Force K_{Req}



Minimum reinforcement length:

- (1) The minimum length at the crest of the slope is that required for *overall stability*.
- (2) The minimum length at the base of the slope is the greater of that required for *overall stability* and to prevent *direct sliding*.
- (3) Where reinforcement of constant length is to be used select the greater length required to satisfy equilibrium at the base of the slope, (2) above.
- (4) Where *direct sliding* governs the required reinforcement length at the base of the slope it is permissible to reduce the length uniformly from L_{db} at the base of the slope to L_{ovrl} at the crest of the slope.

Minimum Required Length Overall Stability $(L_R/H)_{ovrl}$



Minimum Required Length Direct Sliding $(L_R/H)_{ds}$

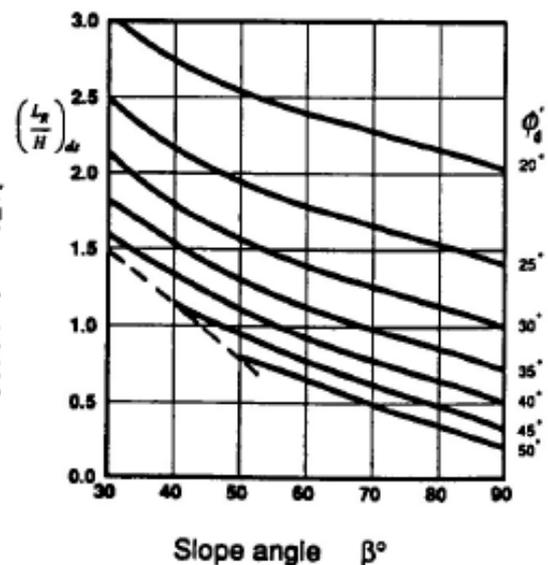


Figura 2.27: Grafico 3. (After Jewell, 1990)

2.7.2.2 Parametri di progettazione

Di seguito viene presentato un riassunto, in formato tabellare, inerente la scelta dei valori di progetto per le caratteristiche dei materiali del terreno e del rinforzo, insieme alla definizione dei margini di sicurezza, raccomandate da Jewell (1990), sufficienti per determinare il coefficiente di pressione del terreno richiesto, K_{Req} , e la lunghezza del rinforzo richiesta, L_R/H , dai grafici di progetto.

Tabella 2.2: Riepilogo dei parametri di progettazione per il Pendio. (After Jewell, 1990)

Parameter	Notation	Units
Slope height	H	m
Slope angle	β	deg
Soil friction angle	$\phi'd = \phi'cs$	deg
Soil cohesion	$c'd = 0$	kN/m ²
Soil unit weight	$\gamma d = \gamma_{max}$	kN/m ³
Pore water pressure	$(r_u)d$	--

Tabella 2.3: Fattori Parziali di Sicurezza. (After Jewell, 1990)

Parameter	Notation	Details	Values
Mechanical damage	f_d	minimum typically rising to	1.1 1.6
Environmental effects	f_{env}	minimum outside pH range 4 to 10	1.1
Material factor	f_m	no extrapolation	1.3
		extrapolation 1 log ₁₀ cycle	1.5
		extrapolation 2 log ₁₀ cycles	2.2

Tabella 2.4: Parametri di Rinforzo e Interazione. (After Jewell, 1990)

Parameter	Notation
Design conditions	t_d, T_d
Limiting reinforcement force	$(P_{lim, Ref})t_d, T_d$
Field degradation	$f_d f_{env}$
Field limiting force	$(P_{lim, Ref})t_d, T_d = (P_{lim, Ref})t_d, T_d / f_d f_{env}$
Safety margin on reinforcement	f_m
Allowable force	$(P_{all})t_d, T_d = (P_{lim, field})t_d, T_d / f_m$
Interaction coefficients	
Skin friction	$f_{sf} = \tan \delta / \tan \phi'$
Direct sliding	$f_{ds} = \text{eqn (2.39)}$
Bond	$f_b = \text{eqn (2.13)}$
Constants of proportion	
Plane surface area	α_s
Bearing surface area	α_b

$$f_{ds} = \alpha_s f_{sf} + (1 - \alpha_s)$$

(2.40)

2.7.2.3 Progettazione

2.7.2.3.1 Valori dai grafici — Passo (1)

- Passo 1.1: Una volta definiti i parametri di progetto si utilizzano i grafici per individuare i valori di K_{Req} e L_R/H . Nel caso in cui venga applicato un fattore parziale globale maggiore di 1, aumentare proporzionalmente i valori ottenuti dai grafici.
- Passo 1.2: Verificare che la lunghezza richiesta $(L_R/H)_{ds}$ sia corretta, assicurandosi che il coefficiente f_{ds} sia pari o superiore a 0,8. In caso contrario, adeguare la lunghezza richiesta $(L_R/H)_{ds}$ moltiplicandola per il fattore $0,8/f_{ds}$
- Passo 1.3: Stabilire la configurazione della lunghezza del rinforzo seguendo queste opzioni:
 - a) Se $(L_R/H)_{ovrl} > (L_R/H)_{ds}$, scegliere un rinforzo con lunghezza costante $(L_R/H)_{ovrl} = (L_R/H)$
 - b) Se $(L_R/H)_{ds} > (L_R/H)_{ovrl}$, optare per una delle seguenti soluzioni:
 - i. Rinforzo con lunghezza costante $L_R/H = (L_R/H)_{ds}$
 - ii. Rinforzo con lunghezza variabile uniformemente:
 - Alla base del pendio: $(L_R/H)_{base} = (L_R/H)_{ds}$
 - Alla sommità del pendio: $(L_R/H)_{crest} = (L_R/H)_{ovrl}$
- Passo 1.4: Calcolare la lunghezza di adesione alla base del pendio L_B/H utilizzando l'equazione

$$\frac{L_B}{H} = \left(\frac{P_{all}}{\gamma H^2 2W_r} \right) \left(\frac{1}{f_b \tan \varphi} \right) \left(\frac{1}{1 - r_u} \right)$$

(2.41)

2.7.2.3.2 Involuppo della Tensione Massima Richiesta nel Terreno—Passo (2)

- Passo 2.1: Calcolare l'involuppo della tensione massima necessaria per garantire la stabilità del pendio. La tensione richiesta, basata sull'equilibrio globale,

dipende dalla profondità sotto la sommità del pendio z e dal coefficiente di pressione terrestre richiesto K_{Req} :

$$\sigma_{Req} = \gamma_d z K_{req} \quad (2.42)$$

- Passo 2.2: Per considerare l'effetto dell'adesione del rinforzo sulla stabilità globale, è necessario incrementare la tensione richiesta. Si calcola il fattore di adesione, $1 - L_B/L_R$, e si modifica il coefficiente di pressione terrestre di progetto aumentando la tensione richiesta lungo tutto il pendio:

$$K_d = \frac{K_{req}}{1 - L_B/L_R} \quad (2.43)$$

- Passo 2.3: Nelle vicinanze della sommità del pendio, è necessario aggiungere ulteriore rinforzo per tenere conto dell'effetto dell'adesione sull'equilibrio locale. Si calcola la profondità critica come:

$$\frac{z_{crit}}{H} = \frac{L_B}{L_R} \quad (2.44)$$

e si determina la tensione minima richiesta alla sommità:

$$\sigma_{min} = \gamma_d z_{crit} K_{req} = \quad (2.45)$$

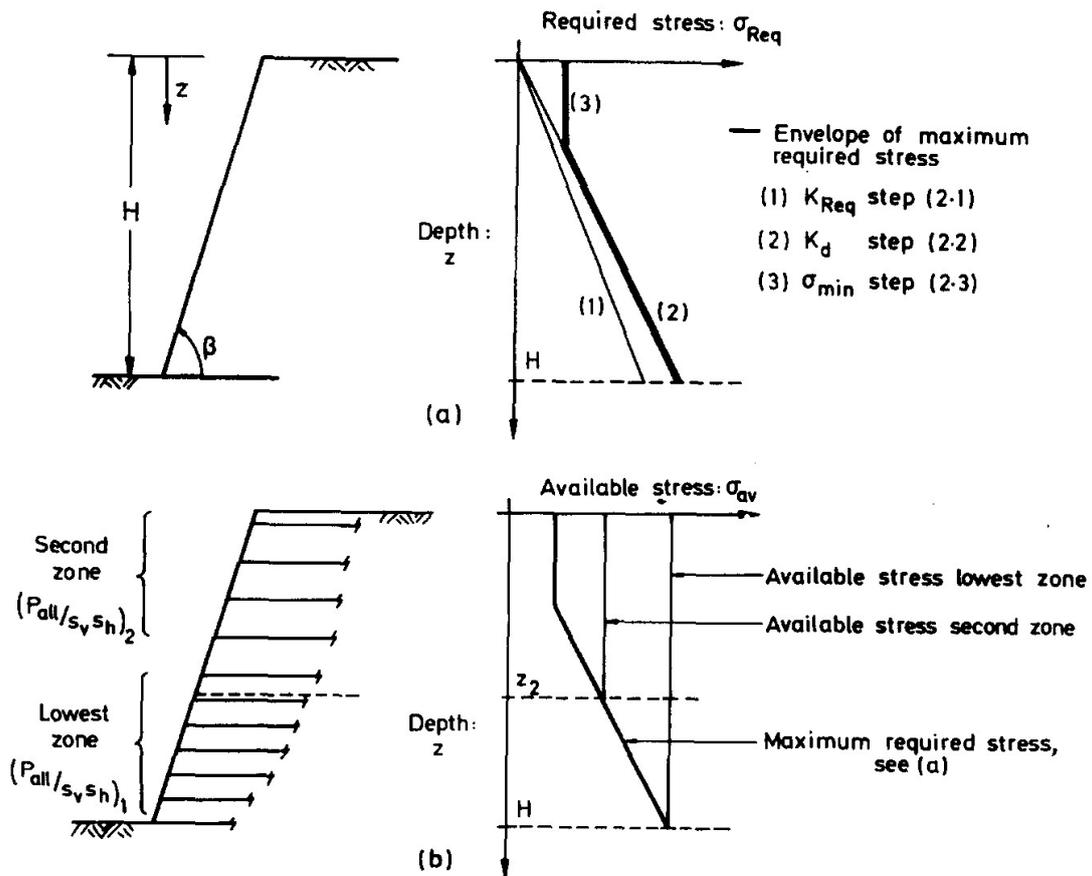


Figura 2.28: Involupi di (a) Tensione massima richiesta e (b) Tensione minima disponibile in un pendio ripido rinforzato. (After Jewell, 1990)

2.7.2.3.3 Determinazione della Tensione Minima Disponibile dal Rinforzo — Passo (3)

- Passo 3.1: Progettare la disposizione del rinforzo in modo che la tensione minima disponibile a ogni profondità z superi l'involuppo della tensione massima richiesta, calcolato nel Passo 2. La tensione disponibile definita come

$$\sigma_{av} = \frac{P_{all}}{s_v s_h} \tag{2.46}$$

dipende dalla forza del rinforzo e dalla sua spaziatura. Entrambi questi parametri possono essere regolati a diverse altezze del pendio per soddisfare i requisiti di stabilità.

- Passo 3.2: In molti casi, si utilizzano due zone di rinforzo con spaziatura uniforme. La quantità massima di rinforzo è determinata dallo strato più basso di ciascuna

zona. La zona inferiore si estende fino alla base del pendio, dove la quantità di rinforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{P_{all}}{s_v s_h} \geq \gamma_d H K_d \quad (2.47)$$

- Passo 3.3: Se la spaziatura deve essere modificata a una certa profondità z_2 sotto la sommità del pendio, la stessa condizione deve essere verificata considerando z_2 al posto dell'altezza totale H
- Passo 3.3: Definire le elevazioni per i livelli di rinforzo calcolando l'involuppo della tensione disponibile e identificando le profondità massime dove la spaziatura può essere modificata. Posizionare gli strati di rinforzo a partire dalla base del pendio, regolando la spaziatura solo quando lo strato si trova sopra la profondità massima prevista per quella zona (come indicato da z_2 in Fig. 2.28b).
- Passo 3.5: Per la progettazione, si suggeriscono i seguenti limiti pratici per la spaziatura verticale massima:

$$(s_v)_{max} = \text{Minimum of } \left(\frac{H}{8}, 1m \right) \quad (2.48)$$

Nei casi in cui la faccia avvolta del pendio ripido richiede deformazioni limitate, si consiglia di ridurre ulteriormente la spaziatura massima

$$(s_v)_{max} = 0,5 m \quad (2.49)$$

2.7.2.3.4 Considerazioni sul Sovraccarico Verticale Uniforme – Passo (4)

Il sovraccarico verticale uniforme q_{sv} , applicato alla sommità del pendio, viene gestito simulando un'altezza artificiale maggiore H' , calcolata come segue:

$$H' = H + \frac{q_{sv}}{\gamma_d} \quad (2.50)$$

La progettazione segue i Passi 1–3 descritti in precedenza, con le seguenti modifiche:

- Si utilizza H' al posto di H come altezza del pendio.
- La profondità effettiva z' è ricalcolata come:

$$z' = z + \frac{q_{sv}}{\gamma_d} \quad (2.51)$$

anziché considerare la profondità reale z .

La disposizione del rinforzo viene terminata alla sommità reale del pendio, corrispondente a una profondità effettiva pari a:

$$z' = \frac{q_{sv}}{\gamma_d} \quad (2.52)$$

I dettagli relativi ai passaggi di progettazione per questo approccio sono illustrati nelle figure 2.29, 2.30 e 2.31.

Required Stress

Basic required stress	K_{Req} from chart ^c
Allowance for bond	$K_d = K_{Req}/(1 - L_B/L_R)$
Minimum required stress at crest ^b	$\sigma_{min} = K_{Req} \gamma_d H' (L_B/L_R)$
Required stress at depth z' ^c	$\sigma_{Req} = K_d \gamma_d z'$
Design required stress at any depth	$\sigma_d = \text{Max}\{\sigma_{min}, \sigma_{Req}\}$

^aRemember to allow for $f_c \geq 1.00$.

^b $H' = H + q_{sv}/\gamma_d$.

^c $z' = z + q_{sv}/\gamma_d$.

Figura 2.29: Sollecitazione richiesta di progetto. (After Jewell, 1990)

Reinforcement Length

Basic required lengths	$(L_R/H')_{ovrl}$ and $(L_R/H')_{ds}$ from charts ^a
If $f_{ds} \geq 0.8$	$(L_R/H')_{ds \text{ design}} = (L_R/H')_{ds}$
If $f_{ds} < 0.8$	$(L_R/H')_{ds \text{ design}} = (0.8/f_{ds}) \times (L_R/H)_{ds}$
Minimum length at the base	$\text{Min}\{(L_R/H')_{ds \text{ design}}, (L_R/H')_{ovrl}\}$
Minimum length at the crest	$(L_R/H')_{ovrl}$

^aRemember to allow for $f_c \geq 1.00$.

Figura 2.30: Lunghezza di progetto del rinforzo. (After Jewell, 1990)

Reinforcement Spacing^a

Lowest zone at the base of the slope	$z' = H'$	$P_{all}/s_v s_h \geq K_d \gamma_d H'$
At the base of n^{th} zone of uniform reinforcement spacing	$z' = z'_n$	$P_{all}/s_v s_h \geq K_d \gamma_d z'_n$

^aChange in reinforcement spacing either: (i) a change in reinforcement material P_{all} , or (ii) a change in the spacing (s_v , s_h), or both.

Figura 2.31: Spaziatura di progetto del rinforzo. (After Jewell, 1990)

2.7.3 Muri rinforzati

La massa di terreno rinforzata con geogriglia viene definita terra stabilizzata meccanicamente (MSE).

La progettazione delle pareti rinforzate, illustrata in FHWA-NHI-10-024 (2009), richiede particolare attenzione, poiché molte di queste strutture sono permanenti e devono garantire una vita utile superiore a 100 anni.

La progettazione si focalizza sulla stabilità esterna dell'intera massa di terra stabilizzata meccanicamente (come scorrimento, ribaltamento e capacità portante) e sulla stabilità interna della massa rinforzata (inclusa la spaziatura delle geogriglie, la lunghezza degli ancoraggi e la resistenza dei collegamenti). Ognuna di queste questioni legate alla stabilità deve essere affrontata separatamente prima di essere combinata nella progettazione definitiva.

La stabilità esterna di un muro MSE (Terra Rinforzata Meccanicamente) viene analizzata considerando che la sezione di terreno rinforzata si comporti come un corpo unico e rigido. Ciò avviene perché, quando progettato adeguatamente, il rivestimento del muro e il terreno rinforzato operano in modo integrato, formando un blocco solido su cui agiscono le pressioni laterali del terreno lungo il lato posteriore.

Le principali fonti di carico esterno su un muro MSE (Terra Rinforzata Meccanicamente) derivano dalla pressione esercitata dal terreno del riempimento retrostante la zona rinforzata e da eventuali sovraccarichi situati sopra di essa. Le verifiche di stabilità per muri con facciata quasi verticale vengono svolte assumendo che il muro MSE si comporti come un corpo rigido. In questo modello, le pressioni del terreno si sviluppano lungo un

piano verticale posto all'estremità posteriore dei rinforzi. In figura 2.32 viene illustrata una stima delle pressioni del terreno su un muro rinforzato.

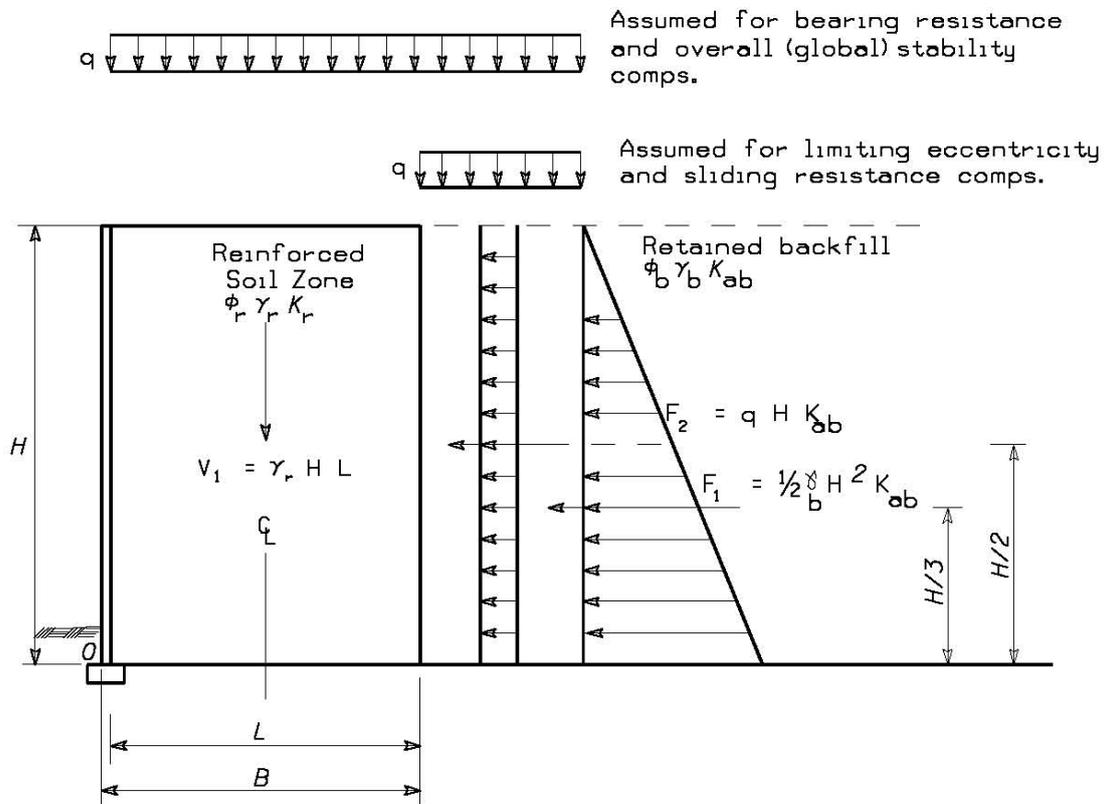


Figura 2.32: Analisi esterna: pressioni nominali del terreno; pendenza orizzontale posteriore con sovraccarico da traffico. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)

2.7.3.1 Definizione carichi nominali

Per muri verticali il coefficiente attivo di pressione del terreno viene determinato utilizzando:

$$K_{ab} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_b'}{2} \right) \quad (2.53)$$

Dove:

- ϕ_b' = l'angolo di attrito interno del terreno di riempimento trattenuto.

Per calcolare la spinta nominale F_1 , per unità di larghezza, si utilizza l'equazione standard per la spinta attiva del terreno:

$$F_1 = \frac{1}{2} K_{ab} \gamma_b H^2 \quad (2.54)$$

Per un sovraccarico uniforme, la risultante è:

$$F_2 = K_{ab} q H \quad (2.55)$$

Dove:

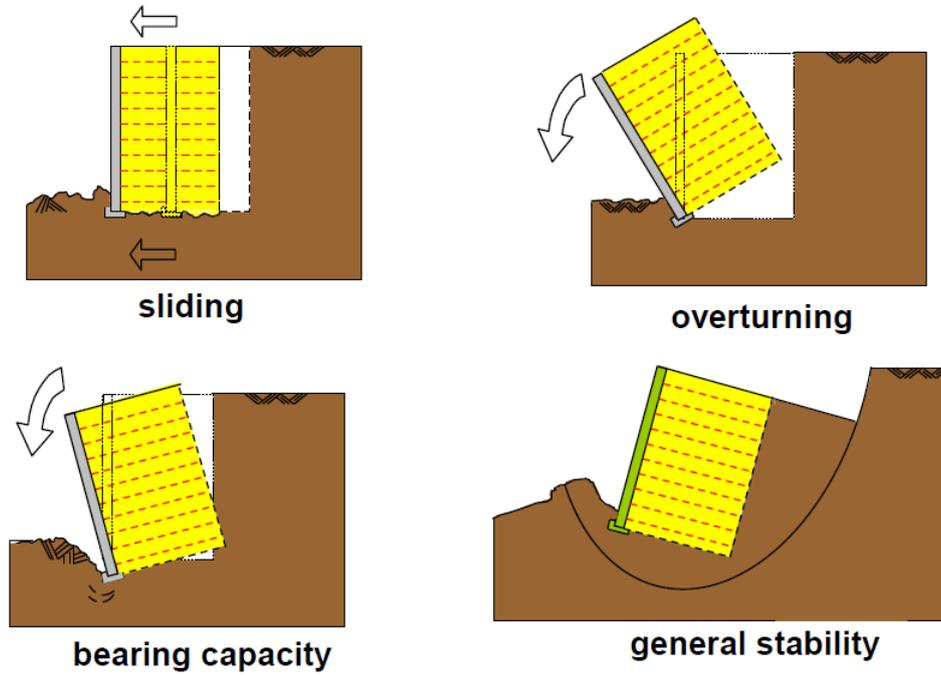
- γ_b = peso unitario umido del terreno del riempimento trattenuto;
- H = altezza del muro (m),
- K_{ab} = coefficiente di pressione attiva del terreno per il riempimento trattenuto;
- q = sovraccarico uniforme applicato.

2.7.3.2 Valutazione stabilità esterna

Analogamente alle tradizionali strutture di contenimento a gravità e semi gravità, la progettazione dei muri MSE (Terra Rinforzata Meccanicamente) tiene conto di quattro possibili meccanismi di cedimento esterno, rappresentati in figura 2.33 (External stability).

- Scorrimento alla base;
- Eccentricità limite (ribaltamento);
- Capacità portante;
- Stabilità globale.

external stability



internal stability

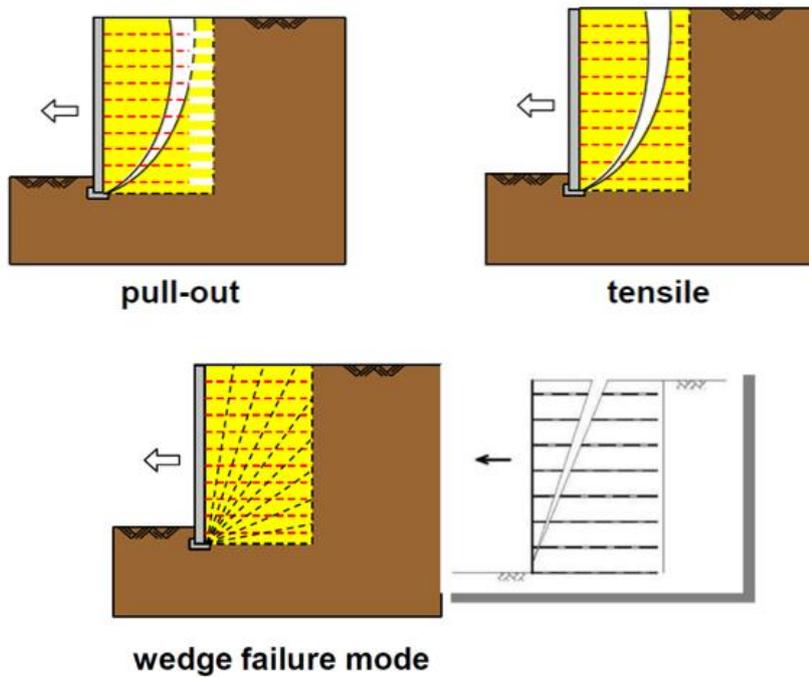


Figura 2.33: Elementi della progettazione di muri rinforzati con geogriglie (o geotessili). (Dispense, Oggeri)

I fattori di resistenza utilizzati per le analisi di stabilità esterna dei muri MSE (Terra Rinforzata Meccanicamente) sono specificati nella tabella 2.5. Tali fattori vengono applicati per garantire un margine di sicurezza adeguato nei calcoli e nella progettazione delle strutture.

Tabella 2.5: I fattori di sicurezza per le analisi di stabilità esterna dei muri MSE. (NTC, 2018)

Verifica	Fattore di Sicurezza Ridotto (Fs)
Scorrimento alla base	1,3
Ribaltamento	1,5
Capacità portante	2
Stabilità globale	1,3

2.7.3.2.1 Scorrimento alla base

Questo tipo di verifica si applica per valutare se il muro può resistere alle forze orizzontali (spinte del terreno, sismiche, ecc.) senza scivolare rispetto alla fondazione. Verifica le dimensioni preliminari rispetto allo scorrimento della zona rinforzata, in cui la forza resistente è la minore tra la resistenza al taglio lungo la base del muro o quella di uno strato debole vicino alla base del muro MSE.

La resistenza allo scorrimento lungo la base del muro viene valutata utilizzando:

$$R, s = c'_b \cdot B + \tan \phi'_b \cdot N_v \quad (2.56)$$

Dove:

- c'_b = coesione effettiva al contatto fondazione/terreno;
- ϕ'_b = angolo di attrito effettivo al contatto fondazione/terreno;
- B = larghezza della base
- N_v = forza verticale risultante (peso proprio + carichi permanenti e variabili).

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento è definito come e deve soddisfare:

$$FS_s = \frac{R, s}{\sum F} > 1,3 \quad (2.57)$$

2.7.3.2.2 Ribaltamento

La stabilità al ribaltamento rappresenta raramente un problema. Questo tipo di muro meccanicamente stabilizzato non è predisposto al ribaltamento poiché la sua flessibilità intrinseca impedisce lo sviluppo di momenti di flessione significativi.

Una volta determinati i carichi agenti quali il peso proprio del muro e del riempimento, la spinta del terreno F_1 e gli eventuali carichi aggiuntivi, si procede al calcolo del momento stabilizzante e del momento ribaltante utilizzando le seguenti equazioni:

$$M_s = \sum F_v \cdot d \quad (2.58)$$

$$M_r = \sum F_h \cdot h \quad (2.59)$$

In cui:

- F_v = forze verticali stabilizzanti;
- d = braccio rispetto al punto di rotazione;
- F_h = forze orizzontali ribaltanti;
- h = distanza orizzontale dalla risultante delle forze verticali al punto di rotazione.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento FS_r si ottiene come rapporto tra il momento stabilizzante e quello ribaltante e deve soddisfare:

$$FS_r = \frac{M_s}{M_r} > 1,5 \quad (2.60)$$

L'eccentricità riveste un ruolo fondamentale nella valutazione della stabilità del muro, poiché viene determinata in base alla posizione della risultante delle forze verticali rispetto alla base della struttura. Questo parametro serve a garantire che il muro non subisca instabilità dovuta a ribaltamento o a carichi concentrati al di fuori del nucleo centrale di pressione.

L'eccentricità viene determinata come la distanza tra il baricentro geometrico della base del muro e il punto in cui si applica la risultante delle forze verticali:

$$e = \frac{\sum M_H}{\sum F_v} \quad (2.61)$$

Per garantire la stabilità, la risultante delle forze verticali deve rimanere entro il nucleo centrale della base del muro:

$$e \leq \frac{B}{6} \quad (2.62)$$

Se la condizione non è soddisfatta, si generano tensioni di trazione alla base del muro, compromettendo la sua stabilità. Pertanto, il muro deve essere progettato in modo che rimanga entro i limiti consentiti.

2.7.3.2.3 Capacità portante

La pressione esercitata dalla struttura sul terreno deve rimanere al di sotto della capacità portante del terreno. Si segue quindi il seguente criterio:

$$\sigma_{base} \leq \frac{q_{lim}}{FS_c} \quad (2.63)$$

In cui σ_{base} rappresenta la pressione effettiva determinata come:

$$\sigma_{base} = \frac{P}{A_{base}} \quad (2.64)$$

Dove:

- P = il carico complessivo trasferito alla base della struttura, comprensivo del peso del muro, dei carichi sovrastanti e del contributo derivante dal terreno;
- A_{base} = Area della base del muro.
- FS_c = fattore di sicurezza ≥ 2

E q_{lim} rappresenta la capacità portante del terreno, che calcolata con la formula di Terzaghi è:

$$q_{lim} = c_f \cdot N_c + \gamma_f D_f N_q + 0,5B\gamma_f N_y \quad (2.65)$$

Dove

- c_f = coesione del terreno di fondazione;
- γ_f = peso specifico del terreno di fondazione;
- D_f = profondità della fondazione;
- B = larghezza della fondazione;
- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di attrito interno ϕ del terreno.

2.7.3.2.4 Stabilità globale

La verifica a stabilità globale viene eseguita attraverso l'utilizzo di software e seguendo l'approccio A2+M2+R2 delle NTC 2018 ($\gamma_R=1,1$). All'interno di queste applicazioni vengono utilizzati diversi metodi per l'analisi della stabilità dei pendii (es. metodo di Bishop, Janbu o Morgenstern-Price) per verificare la stabilità lungo tutte le possibili superfici di scivolamento. Per ognuna di esse il software è in grado di fornire un fattore di sicurezza. La stabilità è verificata quando i fattori di sicurezza sono superiori a 1,3.

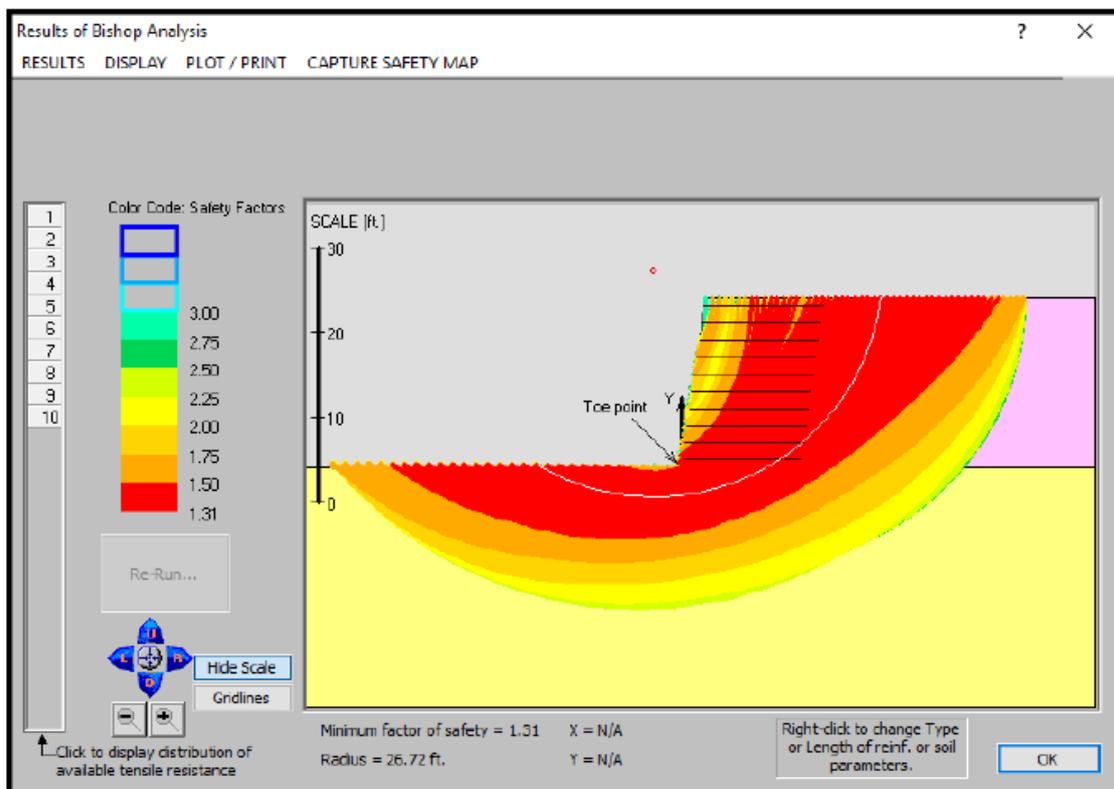


Figura 2.34: Risultati ottenuti mediante un software per la verifica a stabilità globale.

2.7.3.3 Valutazione stabilità interna

Le verifiche di stabilità interna hanno l'obiettivo di assicurarsi che i rinforzi inseriti nel terreno siano correttamente dimensionati e posizionati per sopportare le sollecitazioni previste. Gli aspetti principali da tenere in considerazione sono:

- Resistenza a trazione dei rinforzi: è essenziale che i rinforzi abbiano una capacità di trazione adeguata per contrastare le forze interne causate dalle pressioni del terreno;
- Verifica allo sfilamento (pullout): questa verifica garantisce che i rinforzi siano adeguatamente ancorati al terreno, impedendo il loro sfilamento sotto l'effetto delle forze esterne. La forza di attrito generata lungo la superficie del rinforzo deve essere maggiore della forza esterna applicata.

Per valutare la stabilità interna, si ipotizza una superficie di rottura secondo il modello di Rankine, poiché i rinforzi estensibili, grazie alla loro capacità di allungarsi più del terreno prima del cedimento, non alterano significativamente la forma della superficie di cedimento del terreno.

La superficie critica di scivolamento in un muro semplice con terreno rinforzato viene identificata come il percorso lungo il quale si verifica la massima forza di trazione (T_{MAX}) in ogni strato di rinforzo. La forma e la posizione di questa superficie critica sono determinate attraverso analisi teoriche e dati ottenuti da strutture monitorate.

Nel caso di rinforzi non estensibili, la superficie critica assume una forma approssimativamente bilineare (figura 2.35), mentre con rinforzi estensibili risulta quasi lineare (figura 2.36). In entrambi i casi, questa superficie passa per il piede del muro.

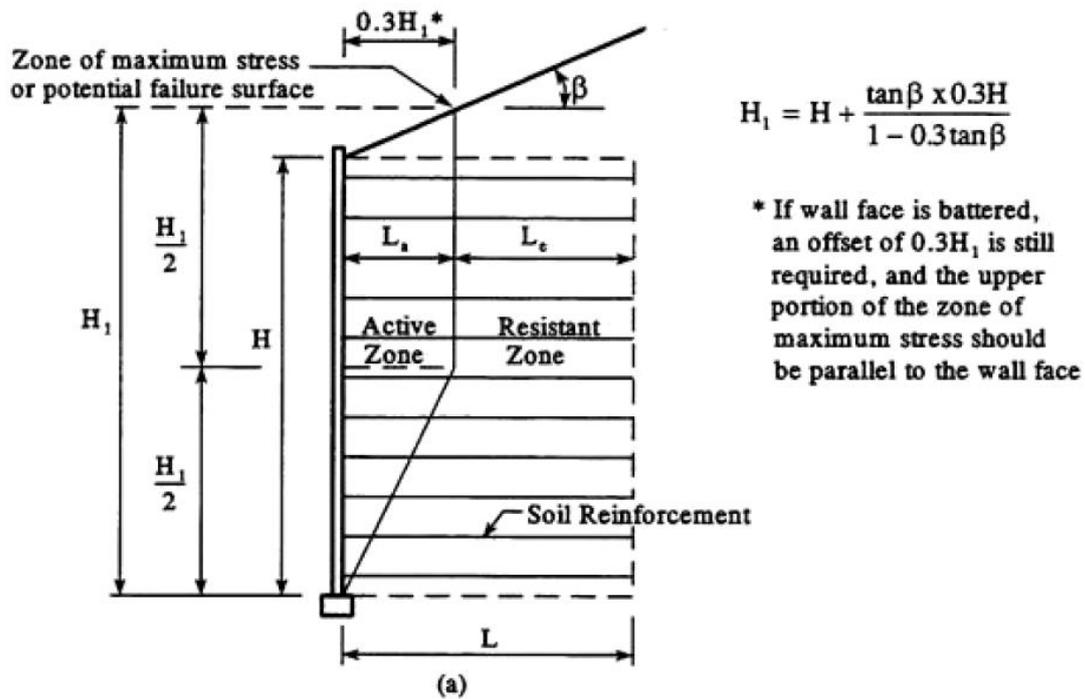


Figura 2.35: Illustrazione grafica della posizione della superficie potenziale per la progettazione della stabilità interna delle pareti MSE per rinforzi inestensibili

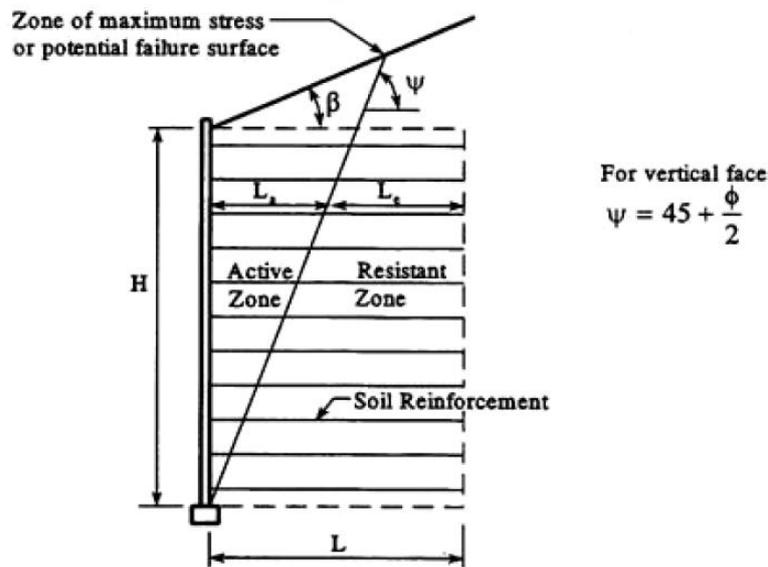


Figura 2.36: Illustrazione grafica della posizione della superficie potenziale per la progettazione della stabilità interna delle pareti MSE per rinforzi estensibili. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)

2.7.3.3.1 Resistenza a trazione dei rinforzi

Si determina innanzitutto la distribuzione delle sollecitazioni orizzontali, σ_H .

La sollecitazione orizzontale a una data profondità all'interno dell'area di terreno rinforzato può essere espressa secondo la seguente formula:

$$\sigma_H = K_a \sigma_v + \Delta\sigma_H \quad (2.66)$$

Dove

- K_a rappresenta il coefficiente di pressione laterale nella zona di terreno rinforzato;
- σ_v indica la pressione verticale fattorizzata alla profondità considerata;
- $\Delta\sigma_H$ corrisponde alla componente supplementare di sollecitazione orizzontale fattorizzata dovuta ai sovraccarichi esterni.

Dopodiché si determina la tensione massima fattorizzata T_{MAX} per unità di larghezza del muro in ogni strato di rinforzo, utilizzando il valore dell'intervallo verticale S_v come riferimento:

$$T_{MAX} = \sigma_H \cdot S_v \quad (2.67)$$

Il valore di S_v rappresenta la distanza verticale tra i rinforzi in uno strato in cui i rinforzi posti sopra e sotto sono equidistanti rispetto allo strato considerato. In questo contesto, σ_H , determinata all'altezza del rinforzo, si trova al centro dell'intervallo di altezza influente. Questa altezza è definita come il punto medio tra le posizioni verticali dei rinforzi adiacenti, fatta eccezione per gli strati superiore e inferiore.

Una volta ottenuta la trazione massima agente nel rinforzo si calcola la resistenza del rinforzo R_D come:

$$R_D = \frac{T_{char}}{\Pi R F \gamma_R} \quad (2.68)$$

In cui

- T_{char} = Resistenza caratteristica;
- $\Pi R F$ = Prodotto dei fattori di riduzione (Reduction Factors). Questi fattori considerano diverse incertezze e riduzioni di resistenza;
- $\gamma_R = 1,25$ (da AFNOR) (in alternativa EBGE0)

La stabilità a trazione è verificata se:

$$T_{MAX} \leq R_D \quad (2.69)$$

2.7.3.3.2 Verifica allo sfilamento

La resistenza all'estrazione del rinforzo è rappresentata dal carico massimo di trazione richiesto per provocare lo scorrimento del rinforzo verso l'esterno attraverso l'area di terreno consolidata.

La resistenza all'estrazione, P_r , a ciascuno dei livelli di armatura per unità di larghezza di armatura è data da:

$$P_r = F^* \alpha \sigma'_v L_e C \quad (2.70)$$

Dove

- L_e = lunghezza di ancoraggio nella zona resistente;
- C = perimetro efficace del rinforzo; $C = 2$ per le strisce e le griglie;
- F^* = fattore di resistenza all'estrazione;
- α = fattore di correzione dovuto all'effetto scala. Determinato in laboratorio. Generalmente 0,8 per le geogriglie e 0,6 per i gesintetici;
- σ'_v = la sollecitazione verticale effettiva alle interfacce terreno-rinforzo.

Per qualsiasi rinforzo, F^* rappresenta la somma tra la resistenza passiva e la resistenza da attrito. Può essere stimato utilizzando l'equazione generale:

$$F^* = F_q \alpha_\beta + \tan \varphi \quad (2.71)$$

In cui

- F_q = fattore di capacità portante;
- α_β = fattore di portanza per la resistenza passiva;
- φ = angolo di attrito di interazione terreno rinforzo.

Per garantire la stabilità a sfilamento dei rinforzi, seguendo il codice internazionale FHWA NHI 10 024 e 025 (2009), è necessario che la lunghezza effettiva disponibile per l'estrazione, considerata con i fattori di sicurezza appropriati, sia almeno pari al carico di trazione fattorizzato applicato al rinforzo, indicato come T_{MAX} . Ogni singolo strato di

rinforzo deve essere analizzato, poiché sia la capacità di resistere allo sfilamento sia i carichi di trazione possono variare tra i diversi strati. Di conseguenza, è fondamentale rispettare i seguenti requisiti.

$$\gamma_m L_e \geq \frac{T_{MAX}}{F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot C \cdot R_c} \quad (2.72)$$

In cui:

- L_e = lunghezza di ancoraggio nella zona resistente;
- γ_m = fattore di sicurezza parziale per il materiale del rinforzo, tabella 2.6;
- T_{MAX} = tensione massima del rinforzo;
- F^* = Fattore di resistenza all'estrazione. Equazione 2.70;
- α = coefficiente di riduzione o di efficienza, che può dipendere dal tipo di rinforzo o dalle condizioni di installazione;
- σ_v = indica la pressione verticale rispetto alla profondità considerata;
- C = coefficiente legato alle condizioni locali (= 2 per le geogriglie);
- R_c = Fattore di riduzione dipendente dalle condizioni specifiche del progetto.

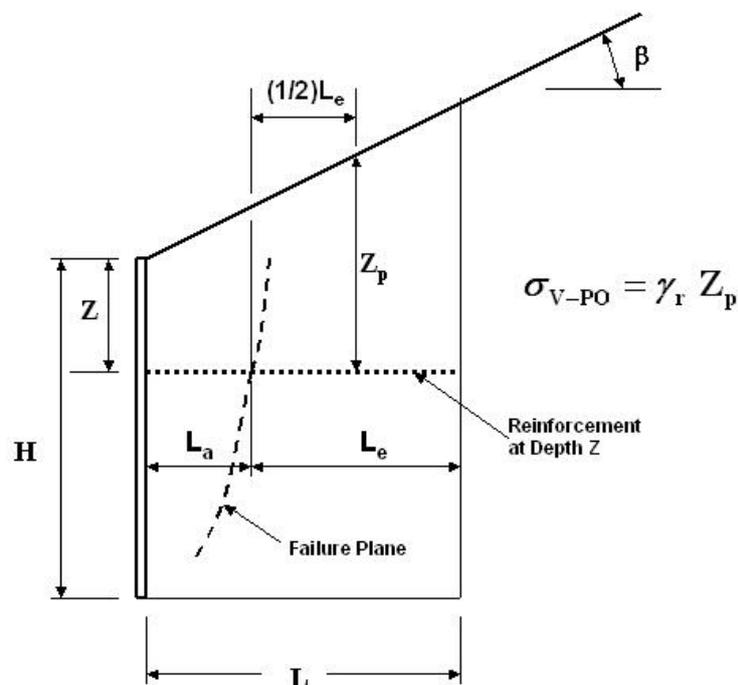


Figura 2.37: Calcolo della pressione verticale nominale nella zona resistente. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)

La lunghezza complessiva del rinforzo, L , richiesta per garantire la stabilità interna è calcolata attraverso:

$$L = L_a + L_e \quad (2.73)$$

Dove L_a può essere determinata utilizzando la Figura 2.35. A partire da questa figura, è possibile derivare le seguenti formule:

Per i muri rinforzati con geosintetici estensibili e riempimento orizzontale:

$$L_a = (H - Z) \tan\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (2.74)$$

Mentre per muri rinforzati con rinforzi inestensibili:

- Dalla base fino a $H/2$:

$$L_a = 0,6(H - Z) \quad (2.75)$$

- Per la metà superiore:

$$L_a = 0,3H \quad (2.76)$$

Tendenzialmente, per facilitare la costruzione, si opta per una lunghezza finale uniforme, in funzione della lunghezza massima richiesta.

2.8 Criticità nella progettazione

Come illustrato da Koerner (2016), i metodi di progettazione in ciascuno dei casi menzionati sono modifiche dirette dei metodi convenzionali dell'ingegneria geotecnica, con la differenza che ora i progetti prevedono l'integrazione di un materiale di rinforzo, le geogriglie.

Sono più incerte le proprietà ammissibili delle geogriglie e la crescente varietà di tipi di geogriglie disponibili rispetto ai metodi di progettazione. Le geogriglie presentano una notevole variabilità nelle loro proprietà fisiche, meccaniche e di resistenza. Pertanto, le specifiche delle geogriglie devono essere formulate sulla base di un insieme di caratteristiche prestazionali ben definite.

Il progettista, così come il proprietario e l'ente regolatore, dovrebbe valutare i calcoli di sostenibilità ogni volta che siano disponibili soluzioni alternative. Questo vale in particolare per muri, pendii e rilevati. La progettazione di un muro o di un pendio stabilizzato meccanicamente (MSE) mediante l'uso di geogriglie di rinforzo deve essere esaminata considerando la sua impronta di carbonio rispetto ai progetti di muri e pendii tradizionali. Il rapporto WRAP illustra questa situazione e fornisce una procedura di calcolo per quantificare le emissioni di CO₂ generate dall'utilizzo di sistemi di rinforzo con geogriglie rispetto a muri e pendii convenzionali, attraverso sei casi studio nel Regno Unito.

Tabella 2.6: sommario dei risparmi di CO₂ dal rapporto. (After Koerner, 2016)

Description	CO2 saving			
	Waste	Fill	Structure	Total
1. Environmental bund Original design: Imported stone and gabion system Geosynthetic design: Reinforced soil using on-site soils	100%	67%	96%	87%
2. Road embankment Original design: Imported stone to reduce footprint Geosynthetic design: Reinforced soil using on-site soils	58%	36%	Increase	31%
3. Retaining wall Original design: Reinforced concrete wall Geosynthetic design: Crib wall	73%	73%	70%	70%
4. Retaining wall Original design: Reinforced concrete wall Geosynthetic design: Modular block wall	100%	100%	81%	85%
5. Retaining wall Original design: Sheet pile wall Geosynthetic design: Steel strip reinforced soil	-	-	84%	84%
6. Retaining wall Original design: Hollow concrete block drainage Geosynthetic design: Geocomposite drainage	-	Increase	82%	73%

2.9 Metodi di costruzione

Le geogriglie vengono consegnate in cantiere sotto forma di rotoli. Solitamente, i rotoli di geogriglie unificate hanno una larghezza compresa tra 1 e 3 metri, mentre quelli delle geogriglie a filo rivestito variano da 3 a 5 metri. L'installazione è generalmente semplice, a meno che non sia richiesto un certo grado di tensionamento o precompressione. A causa dell'ampiezza delle aperture, non è possibile cucire i lati o le estremità, per cui si

utilizza di solito un sistema di fissaggio meccanico. Le geogriglie unidirezionali unificate possono essere piegate e l'estremità piegata può essere inserita nell'apertura di una lastra adiacente.

Durante l'installazione delle geogriglie di rinforzo, è fondamentale eliminare l'allentamento iniziale del materiale prima di procedere con il re-interro. Questa fase può essere particolarmente complessa, soprattutto nel caso di geogriglie tessute o a maglia molto flessibile. Solitamente, gli operai tendono la geogriglia durante il riempimento, ma il livello di tensione applicato viene stimato sul momento. È importante ricordare che una tensione eccessiva può risultare dannosa, soprattutto quando la geogriglia è ancorata a elementi di parete sostenuti solo temporaneamente. Le caratteristiche di fabbricazione e prestazionali sono quasi sempre specifiche del tipo di geogriglia utilizzato. Per questo motivo, è consigliabile consultare il sito web del produttore per assicurarsi che queste ultime siano adatte al sistema di materiali scelto, ossia alla geogriglia specifica e al tipo di rivestimento della parete. Tutti i produttori di geogriglie dispongono di ingegneri geotecnici esperti e dedicati, pronti a supportare consulenti e proprietari fornendo indicazioni dettagliate e consigli specifici sui loro prodotti.

3 Soluzioni tecnologiche

Le aziende produttrici di geogriglie sviluppano varie soluzioni progettuali per soddisfare le necessità di rinforzo, stabilizzazione e controllo dell'erosione nel settore delle infrastrutture, dell'ingegneria civile e geotecnica. Le applicazioni principali includono la stabilizzazione del terreno, il rinforzo delle pavimentazioni stradali, la gestione dell'erosione e la protezione delle scarpate.

Queste soluzioni vengono adattate alle esigenze specifiche di ogni progetto, tenendo conto delle condizioni del terreno, dei requisiti di carico e dell'ambiente circostante. Aziende leader nel settore dei geosintetici, come Terre Armee, Maccaferri, Tensar e Tenax, si impegnano costantemente a sviluppare e perfezionare queste tecnologie, offrendo anche supporto tecnico e servizi di progettazione personalizzati per assicurare l'efficacia delle loro soluzioni.

Di seguito sono riportate alcune delle soluzioni progettuali più comuni adottate dalle aziende leader del settore.

3.1 Maccaferri

Maccaferri dispone di una vasta gamma di geogriglie (con una varietà di polimeri, configurazioni e resistenze) per massimizzare l'opportunità di riutilizzare i materiali presenti in sito come riempimento per pareti e pendii in terra rinforzata. I risparmi sui costi e le riduzioni dell'impronta di carbonio derivanti dall'uso delle geogriglie possono essere significativi rispetto alle soluzioni tradizionali. Ulteriori miglioramenti possono essere ottenuti riutilizzando i materiali del sito come riempimento strutturale, evitando il trasporto di materiali da e verso il sito del progetto, promuovendo la sostenibilità e riducendo il movimento di camion inquinanti. Sia che le geogriglie vengano utilizzate per piccoli muri di contenimento in complessi residenziali o per megastrutture in terra rinforzata in progetti infrastrutturali, Maccaferri offre soluzioni scalabili, economiche e ingegnerizzate per offrire valore.



Figura 3.1: Geogriglia monoassiale di rinforzo

Un esempio di soluzione proposta da Maccaferri è Duna system: è un sistema di terre rinforzate progettato per applicazioni di protezione contro l'uscita di strada e/o il rumore. I rilevati rinforzati, definiti "antisvio", sono utilizzati come strutture destinate a impedire che veicoli, accidentalmente fuoriusciti dalla carreggiata autostradale, possano invadere l'area ferroviaria. Questi prodotti sono caratterizzati da tempi di installazione estremamente ridotti, grazie alla fornitura di elementi completamente assemblati in fase di produzione e dotati di tutti gli accessori necessari. Le operazioni di posa sono quindi limitate alla semplice stesura e compattazione del terreno strutturale e all'apertura degli elementi preassemblati.

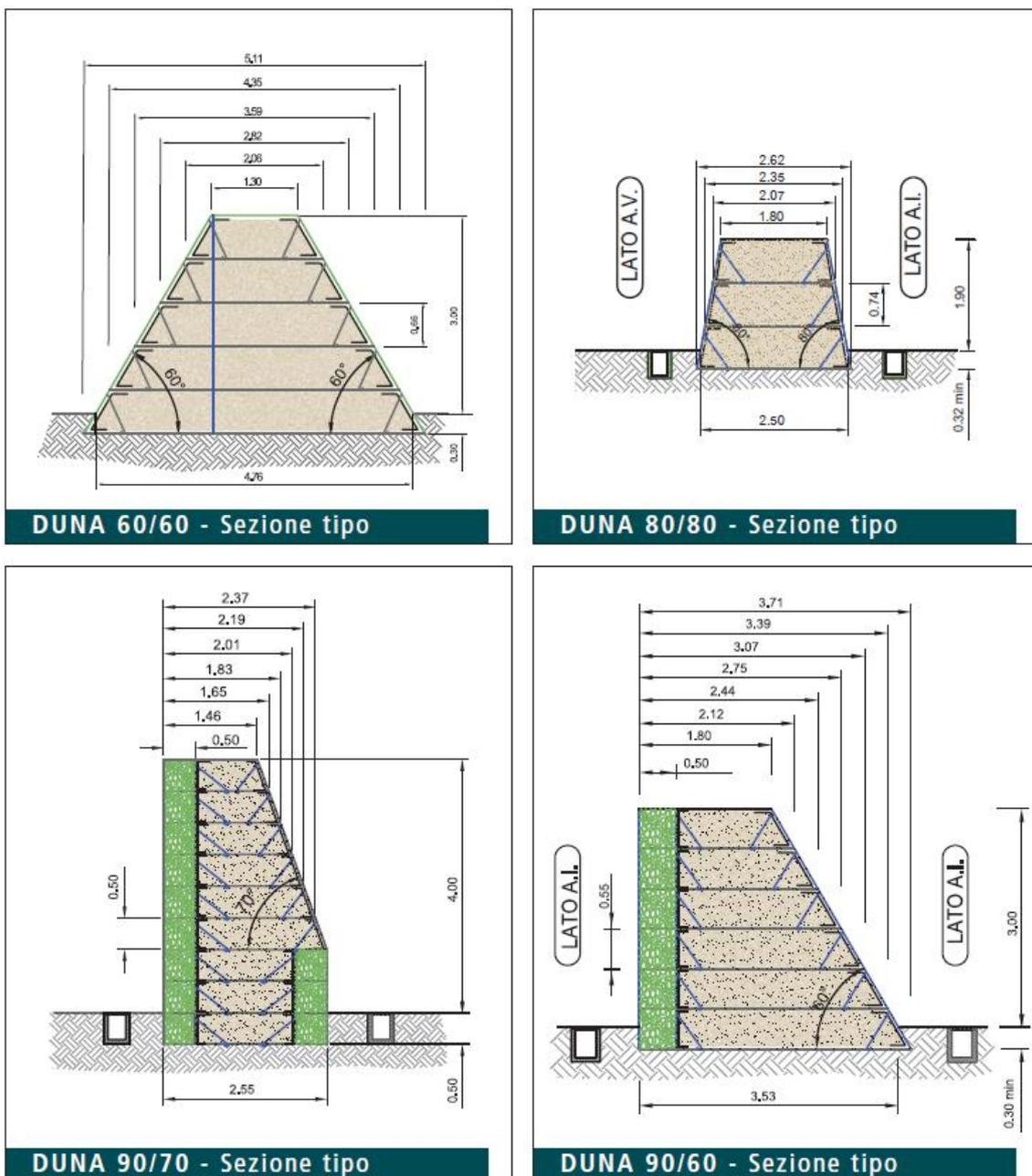


Figura 3.2: Possibili soluzioni tecnologiche proposte da Maccaferri

3.2 Tenax

TENAX è un'azienda internazionale specializzata nella produzione e vendita di una vasta gamma di geosintetici, riconosciuti e certificati dai principali enti tecnici a livello mondiale. Questi prodotti vengono utilizzati in progetti di diverse dimensioni e complessità in tutto il globo. Da più di trent'anni, TENAX è impegnata nell'innovazione

continua, sia nei processi produttivi che nei prodotti stessi, per garantire sempre i più alti standard di qualità in ogni contesto.

Nel campo degli interventi di protezione del suolo a basso o nullo impatto ambientale, si inserisce il Sistema brevettato TENAX RIVEL. Questo sistema rappresenta una tecnologia avanzata per terre rinforzate, in cui l'elemento di rinforzo sintetico è composto da una geogriglia mono-orientata in polietilene ad alta densità (HDPE) al 100%, con giunzione integrata della serie TENAX TT.

La versatilità del sistema TENAX RIVEL e la facilità di installazione permettono il suo utilizzo anche in lavori di piccola scala, come quelli richiesti in ambito privato per il consolidamento o la protezione di pendii, scarpate e rive, o per ridurre l'impatto ambientale delle costruzioni edili.

Per ottenere risultati ottimali, l'azienda produttrice fornisce procedure di installazione e indicazioni progettuali quali:

1. Preparazione del piano di fondazione: per evitare eccessivi assestamenti del manufatto e possibili deformazioni della geometria dell'opera, è fondamentale predisporre il piano di fondazione in modo adeguato, tenendo conto del carico previsto. È inoltre consigliabile realizzare uno strato drenante alla base per migliorare la stabilità complessiva.



Figura 3.3: Preparazione del piano di posa

2. Montaggio del sistema:
 - a. Posizionamento dei casseri: disporre e allineare i casseri metallici, collegandoli tra loro con l'ausilio di filo di ferro per garantire stabilità.

- b. Preparazione della geogriglia: Svolgere le bobine di geogriglia e tagliare i pezzi necessari. La lunghezza dei tagli deve tenere conto della profondità di ancoraggio, del risvolto in facciata (circa 70 cm) e del risvolto superiore (minimo 150 cm).
- c. Posizionamento della geogriglia: sistemare i tagli di geogriglia sul piano di fondazione, all'interno dei casseri, in strati perpendicolari al fronte. La geogriglia deve aderire alla facciata interna del cassero e sporgere all'esterno con un risvolto di circa 150 cm.
- d. Fissaggio della geogriglia: ancorare l'estremità posteriore della geogriglia al terreno utilizzando picchetti in ferro a forma di "U" per mantenere il materiale ben teso e posizionato.
- e. Installazione della stuoia anti-erosiva: rivestire internamente il fronte del cassero con la stuoia anti-erosiva, già fornita in rotoli con un'altezza di circa 100 cm.
- f. Posizionamento dei tiranti: inserire i tiranti necessari per garantire l'irrigidimento del cassero, disponendone uno ogni 45 cm circa.



Figura 3.4: Montaggio del sistema

3. Stesa e compattazione del materiale da riempimento: il materiale da riempimento viene distribuito in modo uniforme sopra la geogriglia, con uno spessore generalmente compreso tra 20 e 30 cm per ogni strato. Dopo aver steso ogni strato di riempimento, è necessario compattarlo. La compattazione può essere effettuata con un rullo compattatore o, per superfici più piccole, con attrezzature manuali, come piastroni vibranti.



Figura 3.5: Riempimento e compattazione

4. Se non è stato utilizzato un feltro vegetativo pre-seminato, è possibile procedere con l'idrosemina della superficie oppure con la piantumazione di piante tappezzanti, arbusti o talee.



Figura 3.6: Esempi di utilizzo del sistema Tenax River

L'elemento di rinforzo utilizzato sono geogriglie TENAX TT. Sono strutture bidimensionali in HDPE, realizzate attraverso un processo di estrusione e stiratura mono-direzionale, e sono certificate dall'ITC-CNR (Istituto per le Tecnologie della Costruzione - Consiglio Nazionale delle Ricerche) per l'impiego in pendii ripidi rinforzati, con inclinazioni fino a 85°.

3.3 Tensar

Tensar® propone una vasta gamma di soluzioni economiche e opzioni vantaggiose per diversi progetti di costruzione che necessitano di muri di sostegno o strutture in pendenza.

I sistemi di contenimento della terra TensarTech per pareti e pendii offrono una varietà di strutture in terra rinforzata con diverse opzioni di rivestimento, adattabili al codice di progettazione, al budget, ai vincoli ambientali e alle esigenze estetiche. Sono progettati come "sistemi integrati" che utilizzano componenti perfettamente coordinati per garantire un'elevata integrità strutturale.

Di seguito vengono mostrate soluzioni con, figura 3.7, e senza, figura 3.8, facciate vegetate.

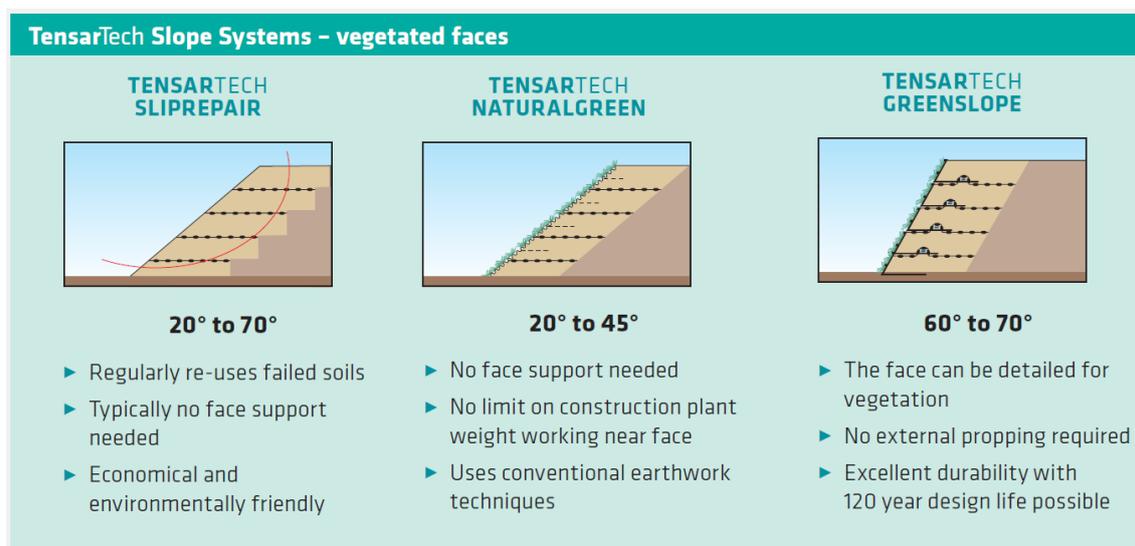


Figura 3.7: Soluzioni con facciate vegetate;

TensarTech Wall Systems - non-vegetated faces

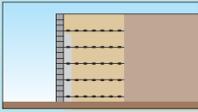
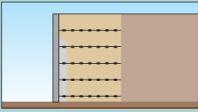
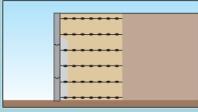
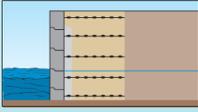
TENSARTECH TW	TENSARTECH PANEL		TENSARTECH MARINE
	FULL HEIGHT	INCREMENTAL	
			
82° to 90°	90°	90°	90°
<ul style="list-style-type: none"> ▶ Wide choice of textures, colours and face angles ▶ Easily accommodates optional brick or masonry façade ▶ Can fit small radius curves ▶ Dry laid blocks, no mechanical lifting needed 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ No horizontal construction joints ▶ Panel structures allow rapid face erection with use of crane ▶ Tight control over vertical alignment ▶ External finishes easily cast-in during production 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Panels can be factory produced or cast on-site ▶ No need for external propping ▶ Rapid erection of face ▶ External finish to panels easily cast-in 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Concrete facing units can be factory produced or cast on-site ▶ Designed to resist wave attack ▶ May accommodate tidal construction

Figura 3.8: Soluzioni senza facciate vegetate;

TensarTech Systems - combination structures

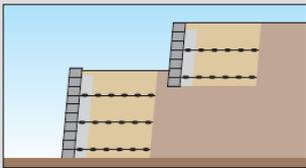
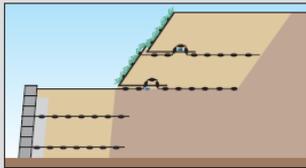
TERRACED WALL	WALL AND SLOPE
	
<ul style="list-style-type: none"> ▶ Terraces allow attractive planting ▶ Aesthetically pleasing yet durable ▶ Simple to detail and construct ▶ Excellent durability with 120 year design life possible 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Combines beauty with durability ▶ Positions concrete adjacent to traffic for durability ▶ Positions vegetated slope above for aesthetic appeal

Figura 3.9: Combinazione delle soluzioni mostrate in fig. 3.6 e 3.7;

Ogni sistema si basa sul rinforzo di una massa di terreno tramite geogriglie monoassiali Tensar®, che permettono una costruzione rapida ed economica, riducendo i tempi rispetto ai metodi tradizionali e eliminando la necessità di competenze specialistiche. Inoltre, consentono spesso l'uso di materiali di riempimento disponibili in loco. Le numerose opzioni di rivestimento permettono al progettista di creare strutture che rispondano sia alle esigenze estetiche sia a quelle economiche del progetto, indipendentemente dalla sua posizione o applicazione.

Vengono ora mostrate due soluzioni tecnologiche proposte da Tensar:

- Sistema di contenimento TensarTech® NaturalGreen. Questo sistema ha dimostrato ottime prestazioni con pendenze fino a 45°. La stabilità a lungo termine viene garantita grazie all'utilizzo di strati orizzontali di geogriglia inseriti all'interno della massa del terreno. Inoltre, la stuoia superficiale assicura il supporto e la ritenzione di umidità necessari per favorire una crescita sana e stabile della vegetazione e dei suoi apparati radicali sulla superficie del pendio.

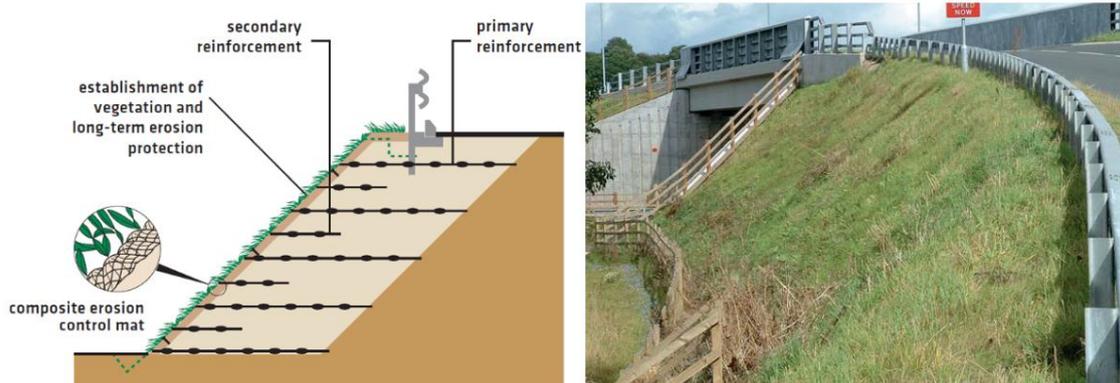


Figura 3.10: Esempio di applicazione sistema TensarTech NaturalGreen

- Sistema TensarTech SLIPREPAIR: le tecniche tradizionali per riparare lo scivolamento richiedono tempo e hanno un impatto ambientale significativo, poiché implicano lo scavo e il trasporto fuori sede di materiali di riempimento danneggiati. La sostituzione di questi materiali con materiale granulare importato genera elevate emissioni di CO₂ e può comportare tasse sulle discariche e sugli aggregati, oltre a prolungare i tempi di costruzione. Il sistema TensarTech® SlipRepair offre un approccio che consiste nello scavare il terreno nella zona di cedimento, sostituendolo e rinforzandolo con geogriglie. In questo modo, si riduce notevolmente la necessità di ulteriore materiale di riempimento importato. Il sistema rappresenta un'alternativa economica e rapida, riducendo le interruzioni del traffico e i trasporti fuori sito.

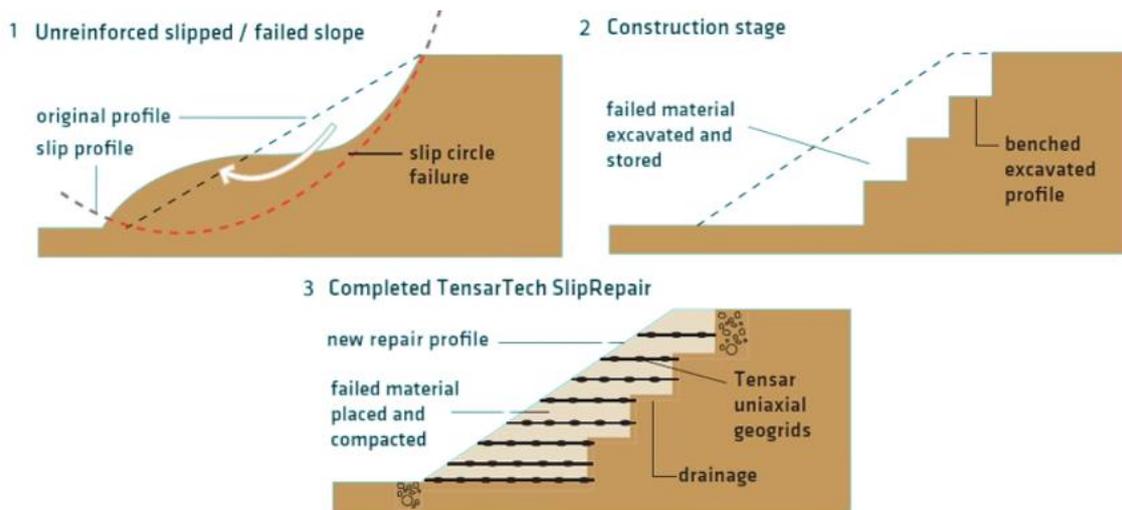


Figura 3.11: Tipica sezione utilizzando TensarTech SLIPREPAIR

3.4 Terre Armée

Terra Armata unisce un insieme unico di competenze ed esperienza maturate nei campi dell'ingegneria delle strutture di contenimento e dell'interazione tra terreno e struttura. Le capacità tecniche di Terra Armata trovano applicazione in una vasta gamma di strutture e settori di mercato, come strade e autostrade, ambiente, ferrovie, opere idrauliche, estrazione mineraria, industria, energia, commercio, edilizia e ambito militare.

La tecnologia della Terra Rinforzata, ideata nei primi anni '60, è stata considerata uno dei progressi più rilevanti nell'ingegneria civile della seconda metà del XX secolo. Fin dagli esordi, questa tecnologia è stata continuamente perfezionata grazie a numerose innovazioni. Ancora oggi, a oltre 50 anni dalla sua invenzione, il gruppo Terra Armata mantiene vivo lo spirito pionieristico del suo ideatore attraverso una politica attiva di ricerca e sviluppo.

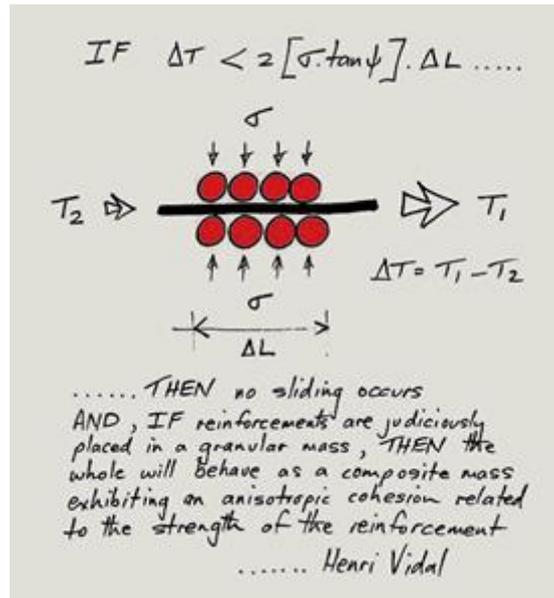


Figura 3.12: Principio di base delle terre rinforzate,

Una tecnologia ad oggi proposta da Terre armée è il sistema MSE GeoTrel. È un sistema di pareti temporanee con rivestimento in filo metallico, composto da strisce estensibili di geosintetico ad alta resistenza (GeoStrap™) collegate a una rete metallica. Questo sistema rappresenta una soluzione conveniente per applicazioni di pareti temporanee dove l'aspetto estetico non è essenziale. Il GeoStrap, con una larghezza di 2 pollici, è composto da fibre di poliestere ad alta tenacità (HTPET) rivestite da una guaina in polietilene. Il poliestere ad alta tenacità fornisce la resistenza principale, mentre la guaina protegge le fibre da possibili danni durante l'installazione e dall'usura nel tempo. Pur essendo classificate come estensibili, le proprietà di durata e resistenza del GeoStrap conferiscono un comportamento simile a quello dei materiali rigidi, facilitando così il processo di installazione.

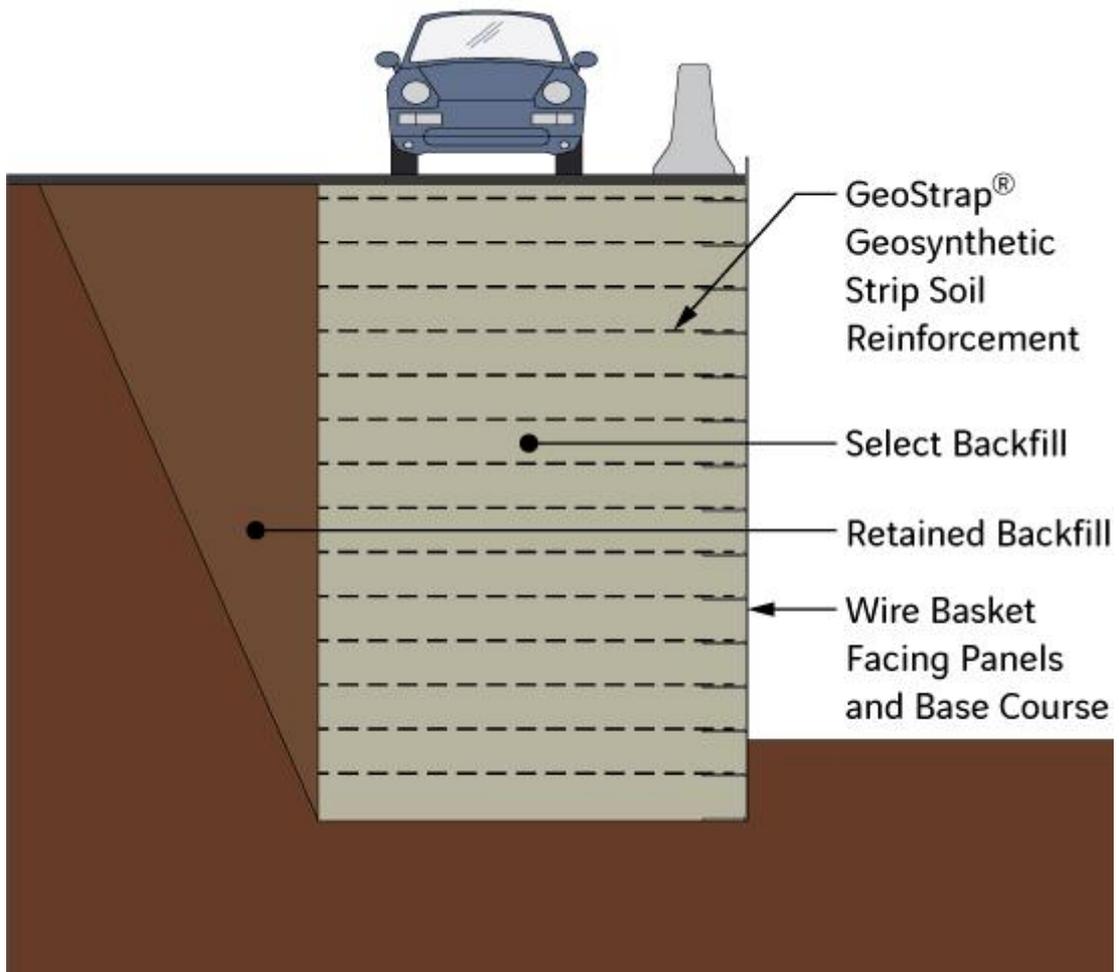


Figura 3.13: Schema delle componenti base di un muro MSE GeoTrel;

4 Normativa su rifiuti da costruzione e demolizione

Il presente capitolo ha come obiettivo seguire l'evoluzione normativa della gestione dei rifiuti derivanti da attività di costruzione e demolizione (C&D) in Italia.

4.1 Decreto Legislativo n. 152/2006 (Testo Unico Ambientale)

Il primo punto di svolta nella regolamentazione ambientale italiana

è stata sicuramente l'emanazione del **Decreto Legislativo n. 152/2006 (Testo Unico Ambientale)**, in quanto ha introdotto definizioni e classificazioni fondamentali per i rifiuti da C&D. In particolare sono stati definiti "rifiuti da costruzione e demolizione" e come "rifiuti speciali" quelli prodotti da tali attività rispettivamente nell'articolo 183 e nell'articolo 184. Inoltre, l'articolo 181 definisce obiettivi di recupero e riciclaggio per questi rifiuti, promuovendo la preparazione per il riutilizzo e il riciclaggio di almeno il 70% in termini di peso entro il 2020.

4.2 Decreto Ministeriale n. 152/2022

Nel 2022 con l'emanazione del **Decreto Ministeriale n. 152/2022**, conosciuto anche come "Decreto End of Waste", si sono stabiliti i criteri per la cessazione della qualifica di rifiuto dei rifiuti inerti da costruzione e demolizione e di altri rifiuti inerti di origine minerale, ai sensi dell'articolo 184 -ter, comma 2, del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152.

I principali elementi introdotti dal decreto saranno sintetizzati in tre punti fondamentali.

4.2.1 Obblighi del recuperatore

Consiste in un elenco di obblighi che le aziende produttrici di aggregati riciclati (di seguito denominate "produttori" – da non confondere con il produttore del rifiuto) devono rispettare:

- Il produttore è tenuto a presentare una dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà per attestare il rispetto dei requisiti necessari affinché i rifiuti possano essere

qualificati come aggregati riciclati. Tale dichiarazione riguarda la conformità ai criteri stabiliti nell'art. 3 del Decreto Ministeriale n. 152 del 27 settembre 2022;

- La dichiarazione descritta nel punto precedente deve essere redatta per ciascun lotto di aggregato riciclato. Un lotto è definito come una quantità di 3000 metri cubi di inerti riciclati. Questa dichiarazione deve essere accompagnata da documentazione e certificazioni analitiche che comprovino l'effettiva qualificazione dei materiali come aggregati riciclati;
- La dichiarazione deve essere conservata, anche in formato elettronico, presso la sede legale o operativa del produttore ed essere resa disponibile, in qualsiasi momento, alle autorità di controllo;
- Il produttore è tenuto a conservare un campione di aggregato riciclato per ogni lotto, preparato secondo la norma tecnica di campionamento UNI 10802, per un periodo minimo di cinque anni;
- Il produttore adotta il sistema di gestione UNI EN ISO 9001 per dimostrare il rispetto dei criteri stabiliti dal DM n. 152 del 27/09/2022. Il manuale della qualità deve includere le Procedure Operative per il controllo delle caratteristiche di conformità ai criteri riportati nell'allegato 1 del decreto, oltre al piano di campionamento e alle procedure di automonitoraggio;
- Il produttore, entro 180 giorni dall'entrata in vigore del DM n. 152 del 27/09/2022, deve presentare un aggiornamento della comunicazione effettuata ai sensi dell'art. 216 del D.lgs. 152/2006. In tale aggiornamento, è necessario indicare la quantità massima di materiale recuperabile, oppure presentare una richiesta di aggiornamento dell'autorizzazione.

4.2.2 Criteri di recuperabilità

- Criteri di accettazione dei rifiuti inerti presso l'impianto di recupero: sono ammessi negli impianti di recupero i rifiuti inerti delle attività di costruzione e demolizione (capitolo 17 dell'elenco europeo), mentre non sono ammessi i rifiuti inerti derivanti da attività di costruzione e demolizione che siano stati abbandonati o interrati in quanto destinati allo smaltimento in discarica;

- Verifiche sui rifiuti in ingresso: si suddividono in tre principali tipologie:
 - Esame della documentazione di accompagnamento del rifiuto, come il Formulario di Identificazione del Rifiuto (FIR);
 - Controllo visivo del carico;
 - Controlli supplementari, come analisi a campione, da eseguire in caso di dubbi o necessità;
 - Per garantire l'efficacia di questi controlli, il produttore deve implementare un sistema di gestione che consenta di verificare l'accettabilità dei rifiuti in ingresso. Questo sistema deve prevedere una procedura di gestione che includa la tracciabilità e la rendicontazione delle eventuali non conformità;
- Processo di lavorazione minimo e deposito presso il produttore:
 - Il processo di lavorazione è ben noto agli operatori del settore e consiste nell'insieme di operazioni meccaniche interconnesse, come frantumazione e vagliatura, necessarie per ottenere una selezione granulometrica e qualitativa degli inerti;
 - Il deposito degli aggregati riciclati deve avvenire in modo che i singoli lotti prodotti (fino a 3000 m³) restino separati e chiaramente distinti, evitando qualsiasi mescolamento;
 - In attesa del trasporto verso il sito di utilizzo, l'aggregato riciclato viene conservato nelle aree di deposito appositamente dedicate;
- Requisiti di qualità dell'aggregato riciclato: per ogni lotto di aggregato recuperato è necessario verificare la conformità ai parametri stabiliti nelle tabelle 2 e 3 dell'Allegato 1 del Decreto Ministeriale 27 settembre 2022, n. 152. Queste tabelle definiscono i requisiti chimico-fisici e i limiti massimi per le sostanze inquinanti, assicurando che l'aggregato recuperato risponda agli standard di qualità e sicurezza stabiliti dalla normativa attuale;
- Norme tecniche da rispettare per ottenere la certificazione CE degli aggregati riciclati.

4.2.3 Criteri per l'utilizzo degli aggregati recuperati

Viene introdotta la tabella 5, che sintetizza le norme tecniche di settore in funzione del diverso utilizzo previsto per ciascun tipo di aggregato. Le destinazioni d'uso restano sostanzialmente le stesse indicate nell'allegato alla Circolare del Ministero dell'Ambiente n. 5205 del 15 luglio 2005, e comprendono le seguenti tipologie di applicazione:

- Costruzione del corpo di rilevati per opere in terra nell'ambito dell'ingegneria civile;
- Realizzazione di sottofondi per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali sia civili che industriali;
- Creazione di strati di fondazione per infrastrutture di trasporto e piazzali civili ed industriali;
- Interventi di recupero ambientale, riempimenti e colmate;
- Produzione di strati accessori con funzioni come antica pillare, antigelo e drenante;
- Preparazione di calcestruzzi e miscele legate a leganti idraulici, come misti cementati e miscele betonabili.

4.3 Decreto Ministeriale n. 127/2024 (Decreto Inerti 2024):

Il D.M. 127/2024, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 231 dell'11 settembre 2024, introduce un nuovo regolamento per il settore edile che disciplina la cessazione della qualifica di rifiuto (End of Waste) per i rifiuti inerti provenienti da attività di costruzione e demolizione. Il Decreto Inerti 2024, intitolato "Regolamento sulla cessazione della qualifica di rifiuto dei rifiuti inerti da costruzione e demolizione e altri rifiuti inerti di origine minerale," sostituisce il precedente D.M. 152/2022 ed è entrato in vigore il 26 settembre 2024.

4.3.1 Modifiche ed integrazioni

Nel seguente paragrafo verranno illustrate le principali novità del regolamento e le differenze rispetto alle normative precedenti.

Si ricorda che, secondo il D.Lgs. n. 81/2008, per le demolizioni è obbligatorio predisporre un "piano di demolizione" da allegare al POS, che deve descrivere le attrezzature utilizzate, le fasi operative, la loro sequenza e le misure di sicurezza da adottare.

In un paese come l'Italia, dove le materie prime scarseggiano, il recupero strategico di materiali riciclati offre molteplici vantaggi: riduce il ricorso alle discariche, sostiene l'economia circolare, protegge l'ambiente e supporta le imprese, generando effetti positivi su diversi settori, tra cui quello estrattivo, delle costruzioni, delle demolizioni e della produzione di materiali come aggregati riciclati, bitumi, calcestruzzi e cementi.

Le attività edili generano grandi quantità di scarti, soprattutto i cosiddetti rifiuti inerti derivanti da demolizioni, ricostruzioni e scavi, che possono essere riutilizzati se rispettano determinati criteri. Il Decreto Inerti 2024 rappresenta un'importante svolta nella gestione dei rifiuti da costruzione e demolizione, poiché regola e incoraggia il riciclo e l'impiego sostenibile degli aggregati recuperati.

Il decreto introduce:

- Una revisione dei criteri per determinare quando i rifiuti cessano di essere considerati tali;
- Un ampliamento delle possibilità di utilizzo per i materiali riciclati.

Come ogni regolamento di End of Waste, questo decreto stabilisce le condizioni per cui i rifiuti cessano di essere considerati tali, consentendo loro di essere riciclati e reinseriti sul mercato. L'obiettivo del Decreto Inerti 2024 è rendere più agevole il riciclo, in modo che i materiali recuperati possano competere con le materie prime vergini.

Tuttavia, questa "seconda vita" dei materiali è possibile solo se il prodotto riciclato non comporta rischi per la salute umana o danni all'ambiente. Pertanto, i regolamenti di End of Waste stabiliscono limiti rigorosi, come il controllo sulla presenza di sostanze pericolose, per garantire che i materiali riciclati siano sicuri per la salute e l'ambiente.

Il provvedimento definisce:

- I criteri per determinare quando un materiale cessa di essere considerato rifiuto;
- Gli specifici ambiti di utilizzo consentiti;

- Le responsabilità dei produttori di aggregati recuperati, richiedendo loro di presentare una dichiarazione di conformità e di seguire procedure dettagliate per il prelievo e la conservazione dei campioni di aggregato.

Rispetto al D.M. 152/2022 il Decreto Inerti prevede alcune modifiche ed integrazioni:

- L'estensione degli ambiti specifici di utilizzo degli aggregati recuperati, come indicato nell'Allegato 2 (ad esempio, per la produzione di clinker, un componente fondamentale del cemento);
- L'aggiornamento della tabella 2 dell'Allegato 1, con l'introduzione di differenziazioni basate sulla destinazione finale, che stabiliscono i parametri e i valori limite da rispettare per l'aggregato recuperato.

Il Decreto Inerti 2024 adotta un criterio di riduzione più rigorosa dei limiti di concentrazione per alcune sostanze nocive, come amianto, cromo esavalente, idrocarburi aromatici e policiclici, soprattutto quando l'uso del prodotto riciclato potrebbe avere un impatto più significativo sull'ambiente e sulla salute umana. Questi limiti non sono uniformi, ma variano in funzione degli specifici usi previsti per il materiale riciclato.

Le soglie di concentrazione sono più rigorose per gli aggregati destinati a interventi di recupero ambientale, riempimenti e colmate. Per altri impieghi consentiti, come l'uso nei sottofondi stradali e ferroviari, nei rilevati per opere in terra nell'ingegneria civile, e negli strati di fondazione delle infrastrutture di trasporto e dei piazzali civili e industriali, i limiti sono invece più permissivi.

4.3.2 Definizioni

Secondo la definizione dell'art. 2, i "rifiuti inerti" sono rifiuti solidi provenienti da attività di costruzione e demolizione, oltre a rifiuti di origine minerale, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Non subiscono trasformazioni fisiche, chimiche o biologiche significative;
- Non si dissolvono, non bruciano, non sono soggetti a reazioni fisiche o chimiche e non sono biodegradabili;

- Non generano effetti nocivi, in caso di contatto con altre sostanze, che possano causare inquinamento ambientale o danni alla salute umana.

4.3.3 Cessazione della qualifica di rifiuto

L'elemento centrale del Decreto Inerti 2024 è l'End of Waste, ovvero la definizione dei criteri in base ai quali i rifiuti cessano di essere tali e sono qualificati come aggregato recuperato.

Specifica l'articolo 3 che l'aggregato riciclato o artificiale derivante dal trattamento di recupero cessa di essere rifiuto se è conforme ai criteri di cui all'Allegato 1. L'aggregato recuperato è utilizzabile esclusivamente per gli scopi specifici elencati nell'Allegato 2 (articolo 4).

4.3.4 Responsabilità del produttore di aggregati recuperati

Il produttore del rifiuto destinato alla creazione di aggregati recuperati è incaricato di assegnare correttamente i codici dei rifiuti e di valutare le caratteristiche di pericolosità dei rifiuti stessi. Inoltre, è tenuto a compilare il formulario di identificazione del rifiuto (FIR).

Il rispetto dei criteri "End of Waste" indicati nell'Allegato 1 del Decreto Inerti viene certificato dal produttore di aggregati recuperati tramite una dichiarazione sostitutiva (dichiarazione di conformità DDC) usando il modulo dell'Allegato 3. Questa dichiarazione deve essere prodotta per ogni lotto di aggregati recuperati e inviata all'Autorità competente e all'Agenzia regionale per la protezione dell'ambiente entro 6 mesi dalla produzione del lotto, e comunque prima che questo esca dall'impianto.

Il produttore deve conservare, presso l'impianto o la sede legale, una copia della dichiarazione di conformità (anche in formato elettronico) per almeno cinque anni dalla data di invio all'Autorità competente.

4.3.4.1 FIR

Il Formulario di Identificazione dei Rifiuti (FIR) è un documento obbligatorio che deve accompagnare ogni trasporto di rifiuti, offrendo una descrizione completa della natura

dei rifiuti trasportati, con informazioni sul produttore, il trasportatore e il destinatario finale. Insieme al MUD e al Registro di carico e scarico dei rifiuti, il FIR è uno strumento fondamentale per garantire il controllo del ciclo di gestione dei rifiuti speciali.

La responsabilità della compilazione del FIR spetta al produttore dei rifiuti; tuttavia, se quest'ultimo non è in grado di farlo, il trasportatore può occuparsi della compilazione, pur rimanendo il produttore responsabile dei dati dichiarati nel documento.

Il FIR deve contenere tutte le informazioni necessarie sui rifiuti trasportati: origine, tipologia, quantità, codice CER, classe di pericolosità, nonché i dati relativi a produttore, trasportatore e destinatario. Devono inoltre essere inclusi i dettagli del veicolo usato per il trasporto, la data e le modalità del trasporto, il percorso seguito e il tipo di impianto di destinazione. Il documento va redatto in quattro copie, firmato dal produttore o detentore dei rifiuti e controfirmato dal trasportatore; queste copie devono essere conservate per tre anni.

Ogni soggetto coinvolto è responsabile delle informazioni riportate nel FIR per la propria parte. Tuttavia, il trasportatore non risponde di eventuali differenze tra i dati forniti dal produttore e la reale natura dei rifiuti, a meno che tali discrepanze non siano facilmente riconoscibili.

4.3.5 Campioni

Il produttore di aggregati recuperati esegue il prelievo di un campione da ogni lotto, seguendo le specifiche della norma UNI 10802 e, se necessario, adottando le modalità di campionamento previste per i rifiuti da costruzione dalla norma UNI/TR 11682.

Questi campioni vengono conservati presso l'impianto di produzione o nella sede legale del produttore per un periodo di un anno, a partire dalla data di invio della dichiarazione di conformità che certifica la produzione del lotto da cui sono stati prelevati.

Le verifiche di conformità e idoneità, necessarie per garantire il rispetto delle normative tecniche, sono indicate nella Tabella 5. Il campione di ciascun lotto di aggregati recuperati deve essere prelevato in conformità alla norma UNI 932-1.

Le modalità di conservazione dei campioni assicurano che le proprietà chimico-fisiche dell'aggregato recuperato rimangano inalterate e siano tali da permettere eventuali analisi successive.

5 Rifiuti da costruzione e demolizione

5.1 Rifiuti speciali

I dati più recenti relativi ai rifiuti speciali fanno riferimento al 2022 e sono stati ricavati dalle dichiarazioni presentate nel 2023. Le informazioni sono arricchite con le stime fornite da ISPRA per i settori produttivi che, in base alla normativa vigente, sono completamente o parzialmente esentati dall'obbligo di dichiarazione, come ad esempio il settore delle costruzioni e demolizioni.

Il 2022 è stato caratterizzato dall'inizio del conflitto in Ucraina e dalla crisi energetica globale, i cui effetti combinati hanno inevitabilmente influenzato l'economia nazionale, ancora in fase di recupero dalla crisi pandemica del 2020. La produzione di rifiuti speciali ha raggiunto i 161,4 milioni di tonnellate, registrando una diminuzione del 2,1% rispetto al 2021, pari a oltre 3,4 milioni di tonnellate (Tabella 5.1).

Il settore dell'edilizia continua a mostrare una crescita, sebbene più moderata rispetto al 2021, sostenuta dagli incentivi governativi per la ristrutturazione degli immobili finalizzati alla riqualificazione energetica degli edifici, oltre che dalle attività legate ai cantieri per la costruzione di infrastrutture, opere pubbliche, e edifici residenziali e commerciali.

Tabella 5.1: Produzione di rifiuti speciali dal 2020 al 2022

Tipologia rifiuti speciali	2020	2021	2022
Rifiuti speciali non pericolosi esclusi i rifiuti da operazioni di costruzione e demolizione	72.342.320	76.972.171	72.280.139
Rifiuti da operazioni di costruzione e demolizione	64.793.200	77.217.926	79.167.671
Totale non pericolosi (RS NP)	137.135.520	154.190.097	151.447.810
Rifiuti speciali pericolosi esclusi i veicoli fuori uso	8.381.523	9.130.205	8.850.579
Veicoli fuori uso	1.466.693	1.537.681	1.138.655
Totale pericolosi (RS P)	9.848.216	10.667.886	9.989.234
Totale rifiuti speciali*	146.983.736	164.857.983	161.437.044

Il settore delle costruzioni e demolizioni rappresenta la principale fonte di produzione di rifiuti speciali, generando quasi 80,8 milioni di tonnellate. Questo dato include sia i rifiuti derivanti direttamente dalle attività di costruzione e demolizione, sia altri tipi di rifiuti

collegati, come imballaggi e oli esausti. Complessivamente, il settore contribuisce al 50% della produzione totale di rifiuti speciali (Figura 5.1).

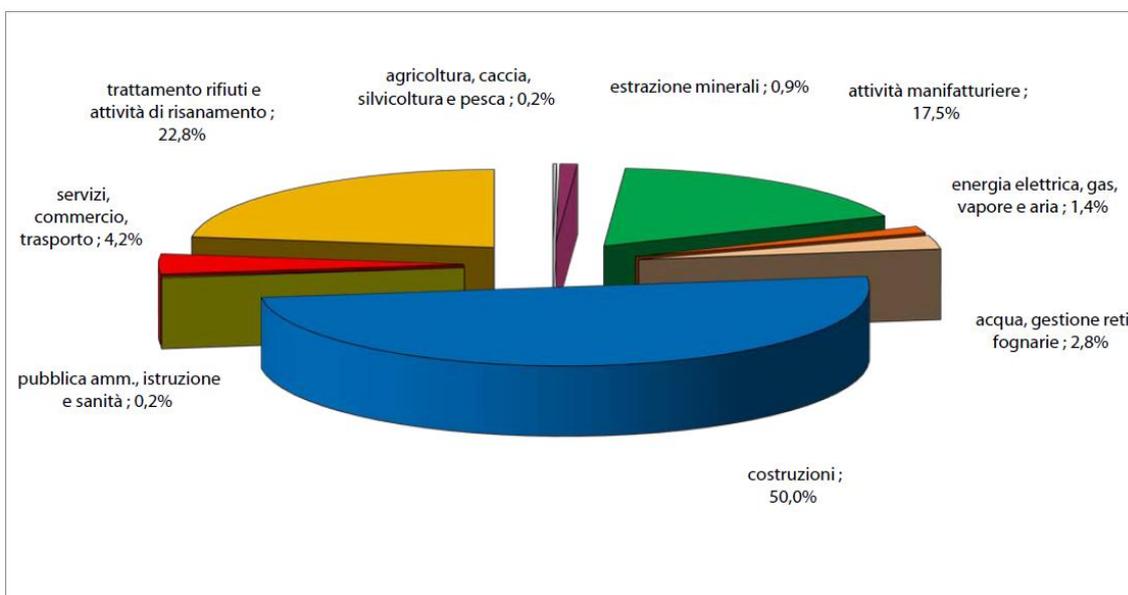


Figura 5.1: Distribuzione percentuale della produzione complessiva di rifiuti speciali per settore economico, anno 2022.

Per quanto riguarda la produzione dei soli rifiuti speciali non pericolosi, la distribuzione percentuale tra le varie attività economiche rispecchia in gran parte quella dei dati complessivi. La quota maggiore di rifiuti non pericolosi proviene dal settore delle costruzioni e demolizioni, che rappresenta il 53% della produzione complessiva, pari a circa 80,3 milioni di tonnellate.

Nel 2022, in Italia sono stati complessivamente gestiti 176,6 milioni di tonnellate di rifiuti speciali, di cui 167,1 milioni di tonnellate (pari al 94,6% del totale) erano non pericolosi, mentre i restanti 9,5 milioni di tonnellate (5,4%) erano classificati come pericolosi.

Rispetto al 2021, quando sono stati gestiti 178,1 milioni di tonnellate di rifiuti, si registra nel 2022 una diminuzione dello 0,8%, corrispondente a 1,4 milioni di tonnellate in meno.

Nel 2022, i rifiuti destinati a operazioni di recupero ammontano a 148,2 milioni di tonnellate, pari all'83,9% del totale gestito, mentre quelli smaltiti attraverso altre operazioni raggiungono i 28,4 milioni di tonnellate, corrispondenti al 16,1% del totale (Tabella 5.2).

Tabella 5.2: Gestione dei rifiuti speciali recuperati e smaltiti, suddivisi tra rifiuti pericolosi e non pericolosi (in tonnellate), anno 2022.

Tipologia	Recupero	Smaltimento	Totale	Variazione % 2020-2021	Percentuale Recupero	Percentuale Smaltimento
NON PERICOLOSI	143.659.543	23.450.069	167.109.612	-0.55%	81.33%	13.28%
PERICOLOSI	4.547.461	4.975.896	9.523.357	-5.12%	2.57%	2.82%
TOTALE	148.207.004	28.425.965	176.632.969	-0.81%	83.91%	16.09%

5.2 Rifiuti da demolizione e costruzione

Il settore delle costruzioni, a causa dell'intenso utilizzo di risorse naturali, produce significativi impatti sull'ambiente e determina un progressivo esaurimento delle materie prime. I rifiuti derivanti dalle attività di costruzione e demolizione rappresentano il principale flusso di rifiuti speciali, sia a livello europeo che nazionale.

Per promuovere una società europea orientata al riciclo e all'efficienza nell'uso delle risorse, la Commissione Europea ha individuato i rifiuti di questo settore come prioritari da monitorare. A tale scopo, l'articolo 11 della direttiva 2008/98/CE sui rifiuti ha fissato un obiettivo specifico: raggiungere entro il 2020 una quota del 70% di preparazione per il riutilizzo, riciclaggio e altre forme di recupero, comprese le operazioni di riempimento che impiegano i rifiuti come sostituti di materiali tradizionali.

Dopo il forte calo registrato nel biennio 2019-2020, dovuto alla crisi sanitaria ed economica legata alla pandemia di Covid-19, il settore dell'edilizia ha mostrato segnali di ripresa nel 2021, una tendenza che è proseguita anche nel 2022, sebbene con un ritmo più moderato. Negli ultimi anni, il settore è stato sostenuto da incentivi governativi volti alla riqualificazione energetica degli edifici. Le attività di costruzione e ristrutturazione, insieme alla realizzazione e al completamento di opere pubbliche infrastrutturali, hanno comportato un aumento significativo nella produzione di rifiuti derivanti da costruzioni e demolizioni.

La produzione complessiva di rifiuti derivanti da attività di costruzione e demolizione, escludendo terre, rocce e materiali di dragaggio, ha raggiunto quasi 60,6 milioni di tonnellate, segnando un aumento dell'1,9% rispetto al 2021, pari a 1,2 milioni di tonnellate. Il recupero di materiali, che ammonta a circa 48,3 milioni di tonnellate, ha registrato una crescita dell'1,6%, corrispondente a 766 mila tonnellate. Per quanto

riguarda i rifiuti minerali provenienti da costruzioni e demolizioni, la forma principale di recupero consiste nella loro trasformazione in inerti, sia fini che grossolani, utilizzati nella produzione di calcestruzzo, asfalto o nella costruzione di strade.

La percentuale di recupero dei rifiuti prodotti da queste operazioni si attesta al 79,8%, superando l'obiettivo del 70% fissato per il 2020 dalla Direttiva 2008/98/CE.

5.2.1 Caratterizzazione

Il riutilizzo di ingenti quantità di materiali di scarto rappresenta una necessità comune nelle attività minerarie e nei progetti di costruzione che prevedono operazioni di scavo. I materiali di scarto generati da tali attività presentano solitamente una notevole variabilità sia nelle caratteristiche che nel comportamento.

Di seguito verrà illustrata una possibile procedura per classificare il materiale di scarto, discussa nel dettaglio da Oggeri (2020), il cui scopo è ridurre i costi legati allo smaltimento e all'acquisizione di materie prime.

Le prove di caratterizzazione provenienti dall'ingegneria geotecnica possono facilitare l'analisi delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali non convenzionali, instaurando un ciclo di feedback che include la descrizione delle materie prime, i trattamenti necessari e le potenziali applicazioni come materiali ingegnerizzati.

Lo stato di "end-of-waste" per un flusso di rifiuti si ottiene quando il materiale di scarto smette di essere classificato come rifiuto, una volta soddisfatte determinate condizioni specifiche. Per ottenere lo stato di "end-of-waste", le operazioni di recupero dei rifiuti devono essere economicamente sostenibili; in molti casi è sufficiente dimostrare che i rifiuti dispongano di strategie di utilizzo definite e dirette, conformi ai criteri stabiliti per lo stato di "end-of-waste".

La variabilità nella composizione, nella distribuzione granulometrica e nella forma degli elementi di questi materiali può essere analizzata mediante l'adattamento dei test di caratterizzazione geotecnica tradizionali. Poiché il comportamento del materiale può differire tra la scala ridotta del laboratorio e quella più ampia del cantiere, è fondamentale studiarlo sia a livello di "elemento" per determinarne le proprietà

intrinseche, sia a livello "sfuso" per comprendere le caratteristiche e il comportamento delle interfacce con gli elementi circostanti.

Le dimensioni degli elementi, la distribuzione granulometrica, le proprietà fisiche, meccaniche e chimiche, oltre alla loro interazione con l'acqua, sono influenzate da diversi fattori, tra cui:

- il materiale di origine impiegato nella produzione;
- il processo industriale subito dal materiale;
- i trattamenti successivi alla produzione.

Le caratteristiche geotecniche di questi materiali eterogenei necessitano di un adattamento di metodologie e strumenti tradizionali, dando vita a un settore dedicato alla valutazione della resistenza e deformabilità sia in laboratorio che in sito.

Le strategie di riciclo (ossia la "destinazione finale dei materiali") influenzano direttamente i trattamenti richiesti. Un traguardo "ambizioso" per il riutilizzo di questi materiali potrebbe essere il loro utilizzo come "strati ingegnerizzati" in strutture multistrato, ad esempio per riempimenti, sottofondi stradali o sistemi di drenaggio in progetti civili e ambientali, come le discariche.

È essenziale valutare le proprietà ambientali e chimiche di questi materiali, insieme alla caratterizzazione dei percolati, per identificare potenziali contaminazioni derivanti da processi di decomposizione o biodegradazione.

I test comunemente utilizzati per la caratterizzazione dei materiali comprendono l'analisi delle seguenti proprietà:

- Fisiche: distribuzione granulometrica, caratteristiche morfometriche, peso unitario in condizioni sciolte e compattate, e parametri legati alla compattazione;
- Meccaniche: comprimibilità, capacità di recupero elastico in fase di scarico, resistenza al taglio interno, proprietà di taglio alle interfacce con i geosintetici, e determinazione dell'angolo di riposo;
- Sito specifiche: stabilità dimensionale, resistenza a vari livelli di compattazione attraverso test penetrometrici, e misurazione della permeabilità idraulica a scala reale.

Le normative e le prescrizioni tecniche relative a questi materiali recuperati sono molteplici e complesse, coprendo sia aspetti amministrativi che questioni tecniche legate al loro riutilizzo. Inoltre, è fondamentale considerare i vincoli ambientali e i requisiti di salute e sicurezza. Tuttavia, non esiste ancora un'armonizzazione tra i diversi paesi, poiché le regolamentazioni specifiche possono variare notevolmente.

Attualmente, sono presenti alcuni esempi di applicazioni pratiche, mentre gli standard tecnici sono in fase di aggiornamento per adeguarsi alle esigenze di questo settore emergente.

Tra le possibili opzioni di riciclaggio, alcune proposte comprendono le seguenti soluzioni:

- Utilizzo come aggregati: prevede la completa eliminazione degli additivi, in quanto le specifiche tecniche richiedono materiali privi di contaminanti per essere adeguatamente miscelati nella produzione di calcestruzzo;
- Utilizzo come materiale per argini: richiede il rispetto di specifici requisiti, tra cui la compattazione, la resistenza al taglio e la capacità portante, rendendolo adatto, ad esempio, per la protezione contro la caduta massi;
- Bonifica del territorio e riempimenti minerari: in questo caso, le prestazioni meccaniche risultano meno critiche, mentre assumono maggiore importanza le questioni legate alle caratteristiche chimiche dei materiali.
- Altri utilizzi: includono applicazioni in ambito agricolo, interventi di bonifica civile e l'impiego come materiale per la copertura delle discariche.

5.2.2 C&D in rilevati rinforzati

L'impiego di materiali provenienti da costruzioni e demolizioni (C&D) come aggregati alternativi in ambiti di ingegneria geotecnica, quali rilevati, strati di base per pavimentazioni e strutture rinforzate con geosintetici, sta attirando un interesse sempre maggiore da parte di ricercatori e professionisti a livello globale.

Touahamia et al. (2014) hanno eseguito una serie di prove di taglio diretto su larga scala utilizzando materiali da costruzione riciclati, sia non rinforzati che rinforzati con

geogriglie, come calcestruzzo frantumato e detriti edili. I risultati hanno mostrato che, sebbene gli angoli di attrito interno dei materiali riciclati fossero inferiori rispetto a quelli degli aggregati di basalto appena estratti, l'integrazione delle geogriglie di rinforzo ha determinato un significativo miglioramento della resistenza al taglio dei materiali riciclati, riducendo anche in modo rilevante la deformazione dei campioni.

Per valutare la possibilità di utilizzare rifiuti riciclati da costruzione e demolizione (C&D) come materiale di riempimento per strutture in terra rinforzata, Santos e Vilar (2009) hanno analizzato sia le proprietà geotecniche e chimiche di un aggregato C&D riciclato sia il comportamento dell'interfaccia tra tale materiale e una geogriglia sotto carico di trazione. È emerso che l'angolo di attrito interno dell'aggregato C&D era superiore a quello del materiale di riferimento adottato dagli autori, costituito da una sabbia standard conforme alle specifiche FHWA (2009) per i materiali di riempimento di strutture in terra rinforzata. Inoltre, le prove di trazione hanno evidenziato che le interfacce tra il materiale C&D e la geogriglia offrivano prestazioni superiori rispetto a quelle ottenute con la sabbia standard.

Arulrajah et al. (2014) hanno investigato le proprietà di resistenza al taglio all'interfaccia di diversi aggregati C&D, tra cui calcestruzzo riciclato, mattoni frantumati e pavimentazione in asfalto riciclata, rinforzati con geogriglie biassiali e triassiali. Lo studio è stato condotto utilizzando un'apparecchiatura modificata per prove di taglio diretto su larga scala. I risultati hanno mostrato che l'aggregato di calcestruzzo riciclato presentava costantemente una resistenza al taglio di picco all'interfaccia superiore rispetto agli altri materiali riciclati. Inoltre, gli aggregati C&D rinforzati con geogriglie hanno soddisfatto i requisiti di resistenza al taglio di picco e residua previsti per gli aggregati da costruzione comunemente utilizzati nelle applicazioni di ingegneria civile.

Recentemente, Vieira (2014) e Ferreira (2016) hanno analizzato il comportamento a taglio diretto di diverse interfacce tra geosintetici e materiali da costruzione, considerando differenti condizioni di umidità e densità, avvalendosi di

un'apparecchiatura per prove di taglio diretto su larga scala. I coefficienti di interazione rilevati per le interfacce studiate, compresi tra 0,61 e 0,94, sono stati confrontati con i valori comunemente riportati in letteratura per le interfacce suolo-geosintetico. Gli autori hanno inoltre esaminato il comportamento a strappo di vari geosintetici incorporati in materiali C&D riciclati utilizzando un dispositivo di prova a strappo su larga scala. I risultati delle prove di pullout hanno confermato la fattibilità dell'utilizzo di rifiuti C&D riciclati come materiali di riempimento alternativi nella costruzione di terre rinforzate.

Vieira (2018) ha analizzato la possibilità di impiegare materiali riciclati da costruzione e demolizione (C&D) a grana fine come materiale di riempimento per strutture rinforzate con geosintetici, quali argini e muri di contenimento, in alternativa ai terreni tradizionalmente utilizzati per queste opere. L'analisi ha incluso la caratterizzazione fisica, meccanica e ambientale dei materiali riciclati C&D, lo studio delle interfacce tra il materiale di riempimento e tre diversi tipi di geosintetici attraverso prove di taglio diretto e pullout, e l'esame dei potenziali effetti dei materiali riciclati C&D sulla resistenza a trazione a breve termine dei geosintetici. I risultati dimostrano l'idoneità dei materiali riciclati C&D per la costruzione di strutture rinforzate con geosintetici, offrendo al contempo un importante contributo alla riduzione dell'impronta di carbonio, grazie alla diminuzione dell'impatto ambientale legato sia al conferimento in discarica dei rifiuti C&D sia all'estrazione di aggregati naturali.

6 Studio sperimentale

Lo studio sperimentale eseguito ha avuto l'intento di applicare i concetti approfonditi durante la stesura dell'elaborato, osservando gli effetti dello sfilamento di una geogriglia in un rilevato costituito da materiali derivati da rifiuti da costruzione e demolizione.

La caratterizzazione del materiale C&D è stata eseguita presso il Laboratorio di Geologia dell'Università degli Studi di Torino, mentre le prove di sfilamento, con annessa realizzazione dei diversi rilevati, sono state eseguite presso la Cava F.G. a Pianezza in Provincia di Torino, utilizzando gli aggregati riciclati di loro produzione.

Il comportamento all'interfaccia tra geogriglia e materiale riciclato è stato analizzato attraverso la realizzazione di tre rilevati, costituiti ognuno da aggregati con pezzatura diversa. In particolare:

- Rilevato A: costituito per il 50 % di Terra e il restante 50 % da materiale con pezzatura compresa tra 15 e 30 millimetri;
- Rilevato B: realizzato interamente da materiale con granulometria compresa tra 15 e 30 millimetri;
- Rilevato C: costituito da materiale con pezzatura compresa tra 0 e 80 millimetri.

Nel presente capitolo verranno esposte le caratteristiche tecniche del materiale geosintetico utilizzato, i metodi utilizzati per la caratterizzazione del materiale, le procedure adottate per le prove di sfilamento e verranno infine mostrati i risultati delle prove di pullout eseguite.

6.1 Materiale e Metodi

6.1.1 Aggregato C&D riciclato

Gli aggregati utilizzati per la realizzazione delle prove sono stati prelevati in cava ed analizzati successivamente in laboratorio.

Di seguito sono mostrati gli aggregati in mucchio.



Figura 6.1: Aggregato 15-30 millimetri in mucchio (sinistra) e Terra in mucchio (destra)



Figura 6.2: Aggregato 0-80 millimetri in mucchio.

Il rilevato A è stato realizzato creando un mix composto dal 50 % in volume di aggregato 15-30 millimetri, figura 6.1 sinistra, e 50 % in volume di Terra, figura 6.1 destra. Il rilevato B è costituito esclusivamente da aggregato 15-30, mentre il rilevato C è stato realizzato da materiale con pezzatura compresa tra 0 e 80 millimetri mostrato in figura 6.2.

6.1.1.1 Analisi granulometrica

Gli aggregati utilizzati sono costituiti da particelle di diversa dimensione, di conseguenza, è stato importante poterne descrivere la composizione, il campo di variazione e la distribuzione di frequenza delle dimensioni delle particelle attraverso l'analisi granulometrica.



Figura 6.3: Setacci utilizzati per la vagliatura meccanica dei campioni (sinistra) e varie frazioni dei campioni inserite nel forno per l'essiccazione.

In tabella 6.1 vengono mostrati i risultati ottenuti attraverso l'analisi granulometrica utilizzando i setacci ASTM. Sono indicati i diametri e le % di passante, rispetto al peso totale, inerenti al campione MIX Terra/15-30 del rilevato A.

In tabella 6.2 sono invece riportati i dati riferiti al campione di Terra.

Tabella 6.1: Risultati ottenuti dall'analisi granulometrica su campione MIX Terra/15-30.

Analisi con vagli					
Setaccio	Diam. grani	Peso grani	Parziale	Parziale %	Passante
ASTM	D(mm)	P (kg)	P/S	P/S*100	%
	> 63	0.0	0.0	0.0	100.0
	63 - 50	0.0	0.0	0.0	100.0
	50 - 40	0.0	0.0	0.0	100.0
	40 - 31,5	0.0	0.0	0.0	100.0
	31,5 - 20	574.10	0.19	18.56	81.44
	20 - 16	300.20	0.10	9.70	71.74
	16 - 8	749.00	0.24	24.21	47.53
	8 - 4	282.00	0.09	9.11	38.42
	4 - 2	88.90	0.03	2.87	35.55
	2 - 1	61.80	0.02	2.00	33.55
	1 - 0,5	35.90	0.01	1.16	32.39
	0,5 - 0,250	25.10	0.01	0.81	31.58
	0,250 - 0,125	17.60	0.01	0.57	31.01
	0,125 - 0,063	14.200	0.00	0.46	30.55
	< 0,063	945.2	0.305	= X	
	PESO INIZIALE (g)	3094.0	3,094 KG		

Tabella 6.2: Risultati ottenuti dall'analisi granulometrica su campione Terra.

Analisi con vagli					
Setaccio	Diam. grani	Peso grani	Parziale	Parziale %	Passante
ASTM	D(mm)	P (kg)	P/S	P/S*100	%
	> 63	0.0	0.0	0.0	100.0
	63 - 50	0.0	0.0	0.0	100.0
	50 - 40	0.0	0.0	0.0	100.0
	40 - 31,5	0.0	0.0	0.0	100.0
	31,5 - 20	0.0	0.00	0.00	100.00
	20 - 16	0.0	0.00	0.00	100.00
	16 - 8	0.0	0.00	0.00	100.00
	8 - 4	0.0	0.00	0.00	100.00
> 2	4 - 2	5.30	0.00	0.05	99.95
	2 - 1	7.30	0.00	0.07	99.87
	1 - 0,5	14.90	0.00	0.15	99.73
	0,5 - 0,250	14.20	0.00	0.14	99.59
	0,250 - 0,125	37.00	0.00	0.37	99.22
	0,125 - 0,063	93.700	0.01	0.93	98.29
	< 0,063	9897.6	0.983	= X	
	PESO INIZIALE (g)	10070.0			

Le figure 6.4 e 6.5, mostrano rispettivamente la curva granulometrica ottenuta per il campione MIX Terra/15-30 che ci permette di identificare l'aggregato come ghiaia con limo e argilla debolmente sabbiosa, e la curva granulometrica ottenuta per il campione di Terra. Per il campione di Terra si nota come la percentuale di passante al setaccio inferiore a 0,063 millimetri sia nettamente superiore al 90 %, di conseguenza, la caratterizzazione di questo campione risulta da integrare con l'analisi per setacciatura ad umido.

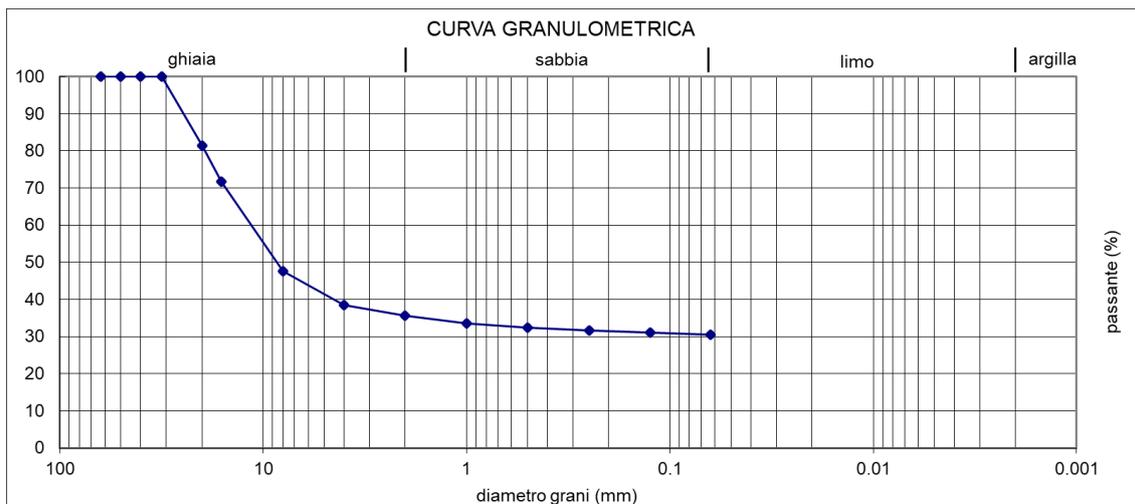


Figura 6.4: Curva granulometrica campione MIX Terra/15-30.

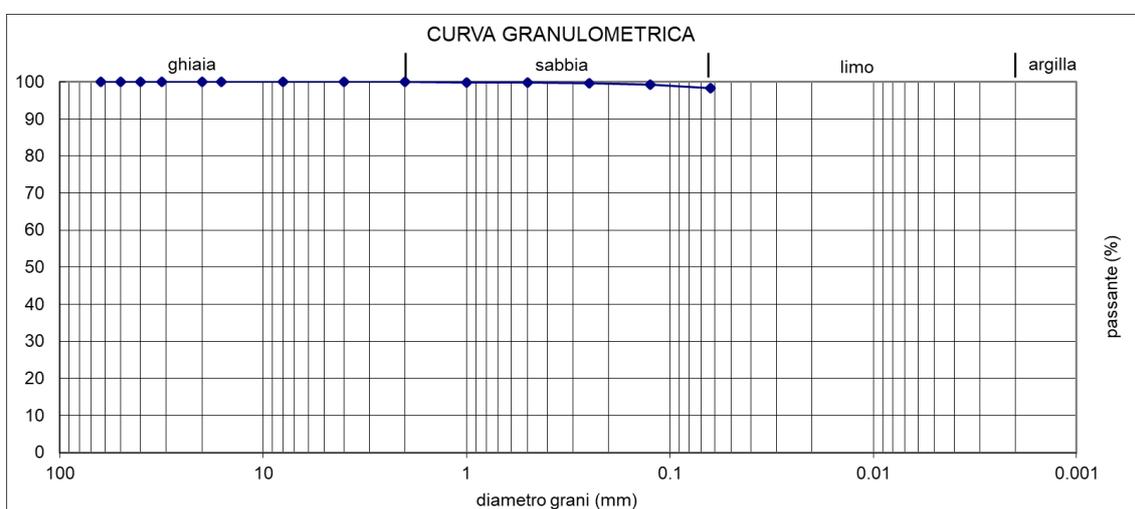


Figura 6.5: Curva granulometrica campione Terra.

6.1.1.2 Prova di compattazione Proctor standard

Il costipamento del terreno ha l'obiettivo di migliorare le sue caratteristiche meccaniche, offrendo i seguenti benefici principali:

- Diminuzione della compressibilità, con conseguente riduzione dei cedimenti;
- Aumento della resistenza, favorendo maggiore stabilità e capacità portante;
- Mitigazione degli effetti negativi causati dal gelo, dall'assorbimento di acqua o dal ritiro; fenomeni legati alla presenza di vuoti nel terreno.

La prova Proctor è sicuramente una delle più usate come tecnica di costipamento.

L'attrezzatura utilizzata per le prove Proctor comprende un cilindro metallico di dimensioni standard, dotato di un collare rimovibile, e un pestello, il cui diametro corrisponde alla metà di quello del cilindro, con un peso predefinito.

Le prove Proctor si classificano in due tipologie, "standard" e "modificata" in tabella 6.3, in base alle caratteristiche dell'attrezzatura utilizzata e alle modalità di esecuzione del test.

Tabella 6.3: Caratteristiche dell'apparecchiatura e modalità di esecuzione della prova Proctor

Tipo di prova	Dimensioni del cilindro			Dimensioni del pestello		Numero degli strati	Numero colpi per strato	Altezza caduta pestello	Energia di costipamento [kg cm/cm ³]
	Ø [cm]	H [cm]	V [cm ³]	Ø [mm]	Peso [kg]				
Standard AASHO	10,16	11,7	945	50,8	2,5	3	25	30,5	6,05
Modificata AASHO	10,16	11,7	945	50,8	4,54	5	25	45,7	27,5

La prova Proctor si svolge disponendo nel cilindro, a strati, una quantità di terreno precedentemente preparata (essiccata o inumidita) e compattandola mediante il pestello con un numero prestabilito di colpi, 25, assestati in punti specifici. Questa operazione viene ripetuta per un certo numero di strati: 3 nel caso della prova standard e 5 per quella modificata, fino a riempire il cilindro leggermente oltre il bordo superiore, all'altezza del collare (Figura 6.6). Terminata questa fase, si rimuove il collare, si livella la superficie del terreno, come mostrato in figura 6.7, si pesa l'insieme e si determina il contenuto d'acqua prelevando un campione di terreno dal cilindro.



Figura 6.6: Costipamento del materiale



Figura 6.7: Rimozione del collare e livellazione del terreno in sommità a sinistra. Pesatura del campione costipato a destra.

L'analisi dei risultati ottenuti dalle prove Proctor consente di comprendere il comportamento di un terreno sottoposto a compattazione. Supponendo di effettuare la prova su diversi campioni dello stesso terreno, ciascuno con un contenuto d'acqua differente, è possibile ricavare una relazione significativa.

Per ogni campione, si registra il peso di volume secco (o densità secca) ottenuto al termine della prova e si rappresenta graficamente in funzione del contenuto d'acqua corrispondente. Collegando i punti ottenuti, si genera una curva chiamata curva di costipamento, che ha un andamento tipico a campana.

Il punto massimo della curva, corrispondente al valore massimo del peso di volume secco, individua il contenuto d'acqua optimum, noto anche come optimum Proctor. Questo rappresenta il contenuto d'acqua ideale per ottenere la massima densità del terreno con una determinata energia di compattazione.

Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti in laboratorio, con relativa curva di costipamento, inerenti il campione MIX Terra/15-30.

Tabella 6.4: Risultati della prova di compattazione Proctor

	Lordo Umido (g)	Tara (g)	Netto umido (g)	Netto secco (g)	γ_d (g/cm ³)	w (%)
MIX A	3.663,0	1.549,0	2.114,0	1.860,5	1,968783	13,6
MIX B	3.652,5	1.549,0	2.103,5	1.860,3	1,968571	13,1
MIX C	3.687,0	1.549,0	2.138,0	1.809,9	1,915238	18,1
MIX D	3.399,0	1.549,0	1.850,0	1.667,1	1,764127	11,0
MIX E	3.355,6	1.549,0	1.806,6	1.652,7	1,748889	9,3

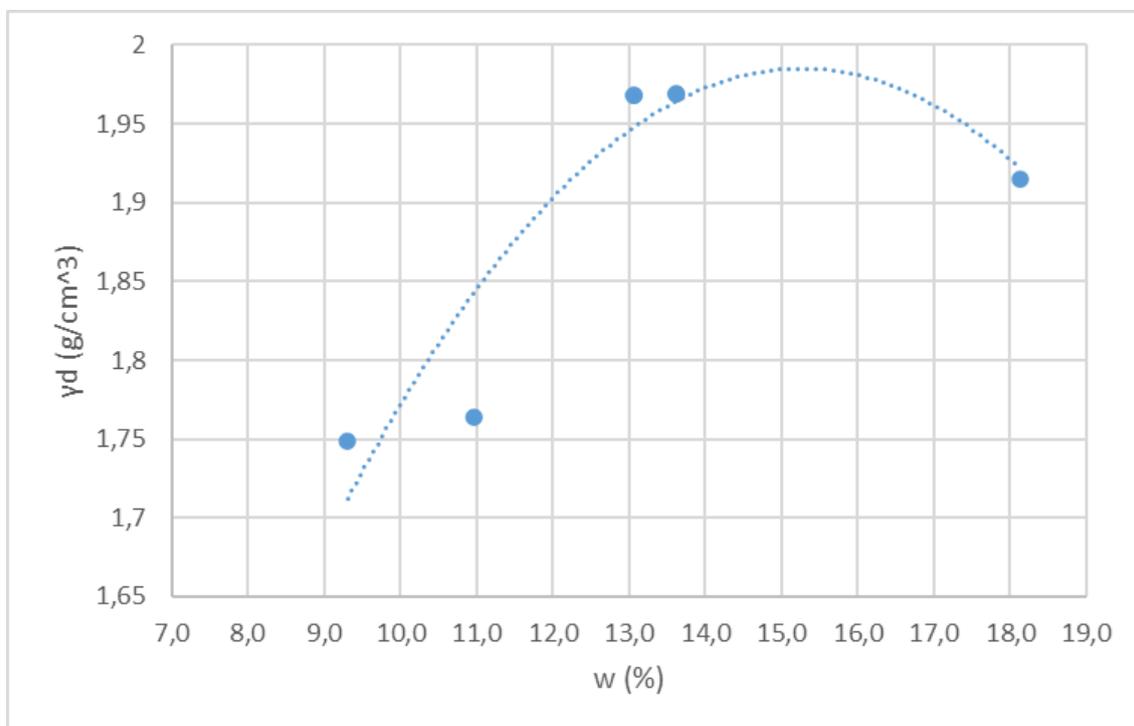


Figura 6.8: Curva di costipamento

Attraverso la figura 6.8, è semplice notare come il valore massimo del peso di volume secco sia pari a 1,97 g/cm³ a cui corrisponde un valore di contenuto d'acqua optimum pari a 15,5 %.

6.1.1.3 Limiti di Atterberg e Indice di Plasticità

La composizione granulometrica risulta insufficiente quando il terreno contiene una percentuale elevata di frazioni fini (limo e argilla superiori al 30%).

Attraverso l'analisi granulometrica, risulta che il campione MIX Terra/15-30 sia composto da più del 30 % da materiale fine. È quindi stato indagato ulteriormente il MIX al fine di classificare la frazione fine.

Per classificare i materiali fini, si ricorre alle caratteristiche di plasticità, in quanto le proprietà non dipendono dalle dimensioni delle particelle, ma dalla loro natura.

Un campione di terreno, in funzione del suo contenuto d'acqua può presentarsi in uno stato liquido, plastico, solido o semisolido.

6.1.1.3.1 Limite liquido

Il limite liquido, w_L , viene calcolato in laboratorio utilizzando il metodo del cucchiaio di Casagrande. Di seguito viene mostrata e descritta la procedura eseguita.

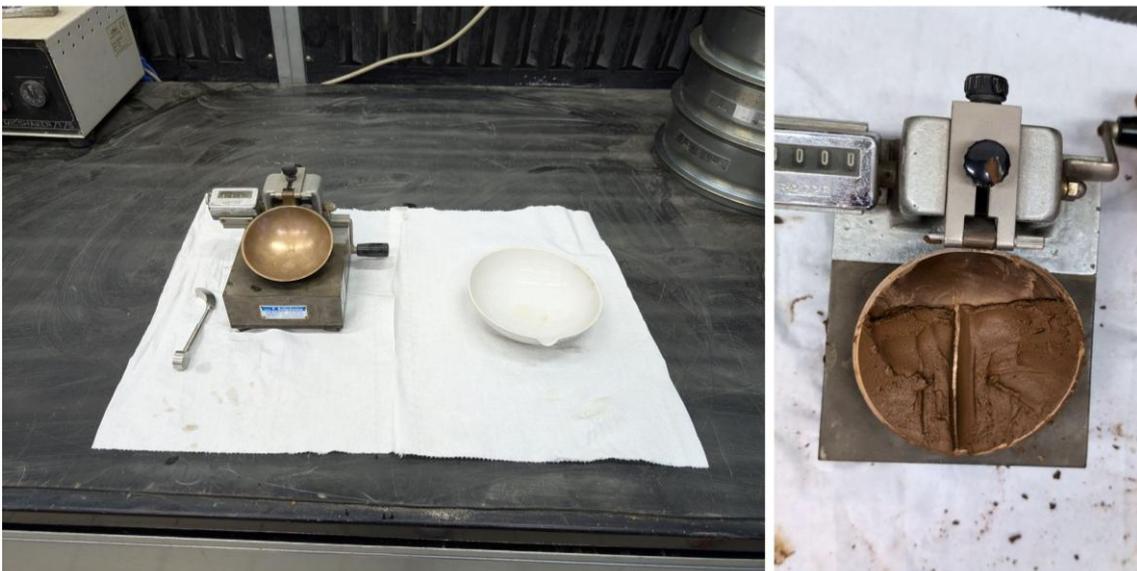


Figura 6.9: Cucchiaio di Casagrande utilizzato per la determinazione del limite liquido.

Il campione viene miscelato con acqua fino a ottenere un impasto omogeneo, successivamente trasferito nel cucchiaio di Casagrande. Al centro di questa superficie viene realizzato un canale di 2 mm di larghezza alla base. Il cucchiaio, posizionato su una base dotata di dispositivo a manovella, viene fatto cadere ripetutamente da un'altezza prefissata, a intervalli regolari, e si conta il numero di colpi necessari affinché il solco si richiuda. La procedura appena descritta si ripete variando il contenuto d'acqua. I valori del contenuto d'acqua, in relazione al numero di colpi, vengono rappresentati su un diagramma semilogaritmico. Tracciando la retta di interpolazione, è possibile determinare il valore del contenuto d'acqua corrispondente a 25 colpi.

I risultati ottenuti vengono ora mostrati in tabella 6.5 e 6.6 ed in figura 6.10.

Tabella 6.5: Risultati del test per il limite liquido

TEST			LIQUID LIMIT			
Variable	NO		1	2	3	4
	Var.	Units				
Number of Blows	N	blows	6	16	23	144
Can Number	---	---				
Mass of Empty Can	M _C	(g)				
Mass Can & Soil (Wet)	M _{CMS}	(g)	20,00	24,00	33,50	29,00
Mass Can & Soil (Dry)	M _{CDS}	(g)	16,00	19,00	26,50	23,50
Mass of Soil	M _S	(g)				
Mass of Water	M _W	(g)				
Water Content	w	(%)	25,0	26,3	26,4	23,4

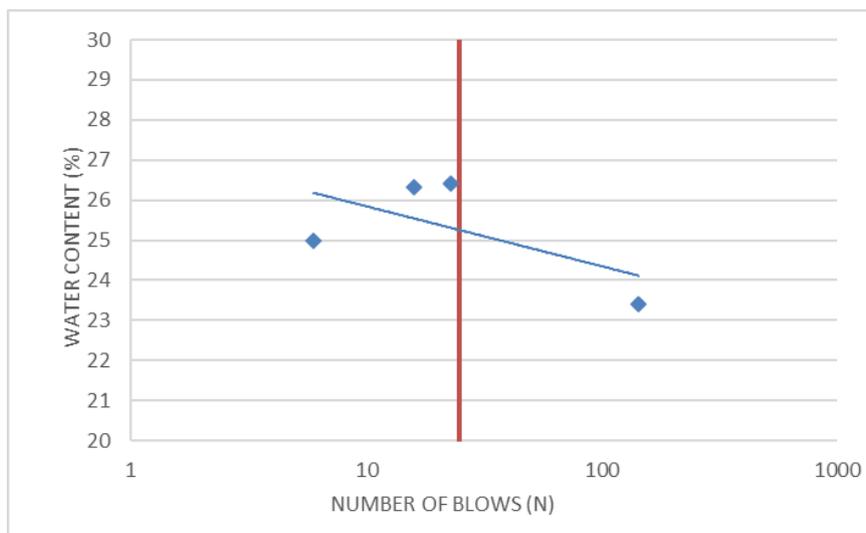


Figura 6.10: Diagramma semilogaritmico per la determinazione del contenuto Liquido

6.1.1.3.2 Limite plastico

Si procede modellando manualmente dei bastoncini allungati di circa 3 mm di diametro, che vengono fatti rotolare su una superficie porosa per favorire la progressiva perdita di acqua come mostrato in figura 6.11. Quando i bastoncini iniziano a fessurarsi, si misura il contenuto d'acqua, che rappresenta il raggiungimento del limite plastico. Per definizione, il limite plastico, w_p , corrisponde al contenuto d'acqua al quale il terreno comincia a perdere le sue proprietà plastiche.



Figura 6.11: Realizzazione bastoncini per la determinazione del limite plastico

I risultati ottenuti vengono ora mostrati in tabella 6.6.

Tabella 6.6: Risultati del test per il limite liquido

TEST			PLASTIC LIMIT			
Variable	NO		1	2	3	4
	Var.	Units				
Number of Blows	N	blows	griss1	griss2	griss3	
Can Number	---	---				
Mass of Empty Can	M_C	(g)				
Mass Can & Soil (Wet)	M_{CMS}	(g)	7,00	8,00	8,50	
Mass Can & Soil (Dry)	M_{CDS}	(g)	6,50	7,50	8,00	
Mass of Soil	M_S	(g)				
Mass of Water	M_W	(g)				
Water Content	w	(%)	7,7	6,7	6,3	

Dopo aver calcolato il limite liquido (w_L) e il limite plastico (w_P), è possibile determinare l'indice di plasticità (IP), dato dalla loro differenza. Questo valore rappresenta l'intervallo di umidità entro cui il terreno si comporta in modo plastico. In base al valore di IP ottenuto, il terreno può essere classificato su una scala che varia da "non plastico" a "molto plastico". In funzione del valore di indice di plasticità ottenuto siamo in grado di definire il materiale analizzato come poco plastico.

I valori ottenuti attraverso i limiti di Atterberg sono riassunti in tabella 6.7.

Tabella 6.7: Valori del limite liquido, plastico e indice di plasticità

Liquid Limit (LL or w_L) (%) :	25
Plastic Limit (PL or w_P) (%) :	7
Plasticity Index (PI) (%) :	18

6.1.2 Geogriglia

È stata testata una geogriglia disponibile in commercio, gentilmente offerta dalla società TeMa Technologies & Materials S.r.l. Si tratta di una geogriglia di rinforzo ottenuta da tessitura di filamenti sintetici di PET rivestiti da strato protettivo polimerico, denominata XGRID PET C 0 110/20.

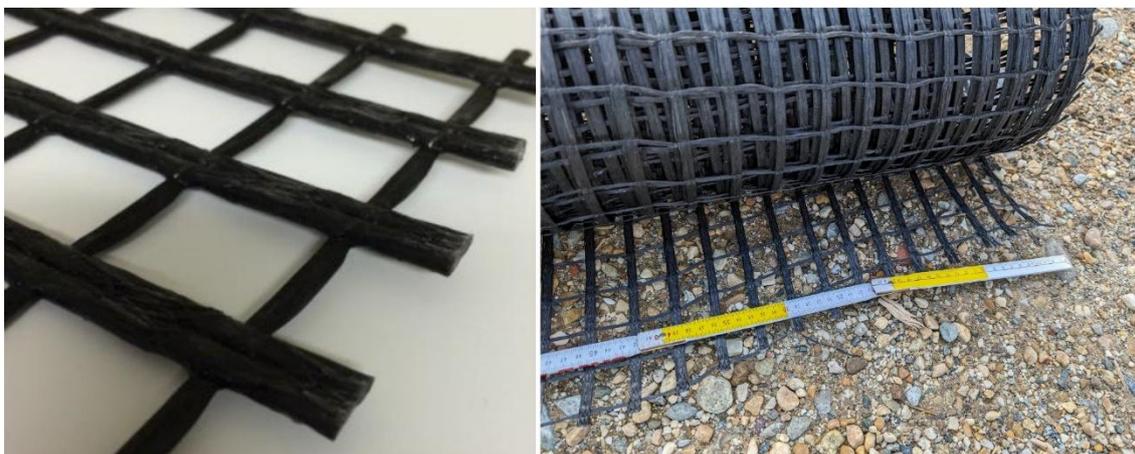


Figura 6.12: Geogriglia XGRID PET C 0 110/20.

Di seguito, in tabella 6.8, ne vengono mostrate le principali proprietà fisiche e chimiche.

Tabella 6.8: Principali proprietà fisiche e meccaniche della geogriglia testata

Proprietà della materia prima			
Materia prima			PET
Rivestimento			Polimerico
Caratteristiche fisiche/meccaniche			
Resistenza a trazione MD - TULT	EN ISO 10319	kN/m	≥ 110
Allungamento a carico max MD	EN ISO 10320	%	10 ± 2.5
Resistenza a trazione CMD	EN ISO 10321	kN/m	≥ 20
Allungamento a carico max CMD	EN ISO 10322	%	11 ± 2.5
Resistenza a trazione di lungo termine MD - TAL*	FHWA NHI-00-043	kN/m	60.81
Dimensioni caratteristiche			
Dimensione della maglia MD/CMD		mm	29x29 ± 3
Larghezza rotolo		m	4.15 - 5.25 ± 0.1
Lunghezza rotolo		m	100 ± 0.5

In cui

- MD: Machine direction - direzione longitudinale
- CMD: Cross machine direction - direzione trasversale
- Resistenza a trazione a lungo termine riferita a una vita utile 120 anni, 20°, 5 < pH < 8 e terreno sabbioso.

6.1.3 Realizzazione rilevati

Il comportamento all'interfaccia tra geogriglia e materiale riciclato è stato analizzato attraverso l'esecuzione di diversi test di sfilamento realizzati su tre rilevati, costituiti ognuno da aggregati con pezzatura diversa. In particolare:

- Rilevato A: costituito per il 50 % di terra e il restante 50 % da materiale con pezzatura compresa tra 15 e 30 millimetri (MIX Terra/15-30);
- Rilevato B: realizzato interamente da materiale con granulometria compresa tra 15 e 30 millimetri;
- Rilevato C: costituito da materiale con pezzatura compresa tra 0 e 80 millimetri.

Una volta avvenuta la preparazione e la predisposizione del piazzale come mostrato in figura 6.13, si è proceduto alla effettiva realizzazione dei rilevati.



Figura 6.13: Preparazione e predisposizione del piazzale per futura realizzazione dei rilevati

La dimensione dei rilevati A e B rimane costante, mentre il rilevato C presenta dimensioni ridotte.

I rilevati A e B hanno una lunghezza e una larghezza di 5 metri ciascuno, mentre il rilevato C, mantenendo la stessa larghezza, ha una lunghezza pari alla metà di quella dei primi due.



Figura 6.14: Compattazione mediante rullo vibrante

In tutti e tre i casi, i rilevati sono stati costruiti iniziando con uno strato di base di 60 centimetri. Successivamente, a valle della compattazione attraverso l'utilizzo di un rullo vibrante, figura 6.14, sono state posizionate due geogriglie, tagliate in strisce di 1x4 metri, figura 6.15, sopra gli strati dei rilevati A e B, e una geogriglia sopra il rilevato C. Infine, le strisce sono state ricoperte con un ulteriore strato di 60 centimetri.



Figura 6.15: Preparazione geogriglie in strisce 1x4 metri



Figura 6.16: A sinistra ultimazione del rilevato A. A destra immagine del rilevato A concluso.

Le geogriglie, una volta stese al di sopra del rilevato, sono state manualmente coperte con uno strato di circa 10 centimetri, figura 6.17, al fine di evitare il loro danneggiamento durante la formazione dello strato soprastante.



Figura 6.17: Stesura e ricoprimento della geogriglia nel rilevato B

6.1.4 Apparecchiatura e procedure di prova

La seguenti figure presentano una panoramica dei sistemi utilizzati per misurare e registrare le grandezze di interesse durante le varie prove di sfilamento effettuate per questo studio.

- La cella di carico è un trasduttore utilizzata per misurare la forza applicata. Nel presente studio è stata impiegata la cella di carico T20 della ditta AEP trasducers.



Figura 6.18: Cella di carico

- Per misurare lo spostamento è stato impiegato il trasduttore di misura di posizione lineare della serie UniMeasure JX-P420: è un dispositivo da utilizzare in applicazioni per impieghi moderati in ambienti ostili, umidi o asciutti.



Figura 6.19: Trasduttore per misurare lo spostamento

- Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un data logger della ditta AEP trasducers, denominato MP6 Plus, indicato per la misura di forze, peso e pressione, spostamento e temperatura.



Figura 6.20: Data logger MP6 Plus

- Per l'applicazione della forza è stato utilizzato il braccio oleodinamico regolabile di un escavatore direttamente fornitoci dalla Cava FG.



Figura 6.21: Escavatore utilizzato per l'applicazione della forza

Durante le prove sono stati monitorati continuamente la forza applicata all'estremità anteriore della geogriglia e lo spostamento.

In figura viene illustrata la modalità attraverso la quale è stata applicata la forza all'estremità anteriore della geogriglia, lasciata appositamente all'esterno del rilevato per la prova di sfilamento.



Figura 6.22: Collegamento per la trasmissione della forza

Durante i vari test è stato notato come la tipologia di collegamento mostrata in figura 6.21 fosse poco performante, portando i filamenti trasversali ad immediata rottura. Per i test successivi è stata quindi modificata tagliando le strisce trasversali e legando i filamenti longitudinali, cioè quelli che forniscono resistenza meccanica lungo la direzione della macchina, direttamente alla barra in acciaio. Il sistema appena descritto viene mostrato in figura 6.22.



Figura 6.23: Collegamento alla barra di acciaio tramite legatura dei filamenti longitudinali

6.2 Risultati e discussione dei test di pullout

Tutti i test sono stati eseguiti aumentando gradualmente la forza applicata all'estremità collegata con la barra di acciaio. In tutti le prove eseguite la geogriglia è stata portata a rottura per strappo. I risultati ottenuti a valle della modifica di collegamento, descritta e mostrata nel paragrafo precedente, sono nettamente più significativi ed in linea con valori di forza e spostamento trovati in letteratura, rispetto a quelli eseguiti precedentemente.

Attraverso le immagini seguenti verrà mostrato in ordine temporale l'effetto della forza sulla geogriglia. Le seguenti rappresentazioni sono fotografie di diversi istanti, inerenti

la prova di sfilamento eseguita sulla prima geogriglia incorporata nel rilevato B, denominata di conseguenza prova B1.



Figura 6.24: Prova di sfilamento B1; La foto mostra l'istante prima dell'inizio dell'applicazione della forza



Figura 6.25: Prova di sfilamento B1; Si nota lo spostamento della barra e della geogriglia, a causa del parziale sfilamento della seconda



Figura 6.26: Prova di sfilamento B1; Lo sfilamento della geogriglia è maggiore rispetto all'istante fotografato precedentemente. Si notano ora facilmente gli aggregati costituenti il rilevato fuoriuscire sopra il rinforzo.



Figura 6.27: Prova di sfilamento B1; Rottura per strappo dei filamenti longitudinali della geogriglia

Attraverso il data logger è stato possibile registrare la forza applicata alla geogriglia e lo spostamento della stessa durante le diverse prove. Di seguito verranno mostrati i risultati ottenuti attraverso diagrammi forza deformazione.

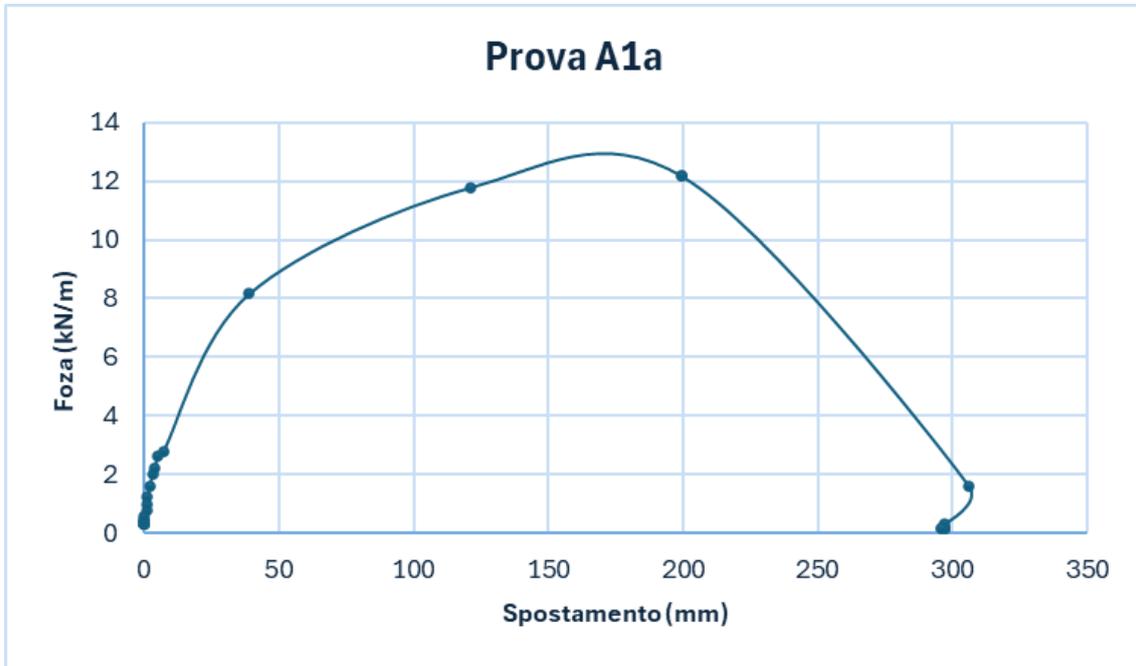


Figura 6.28: Diagramma forza - spostamento Prova A1a

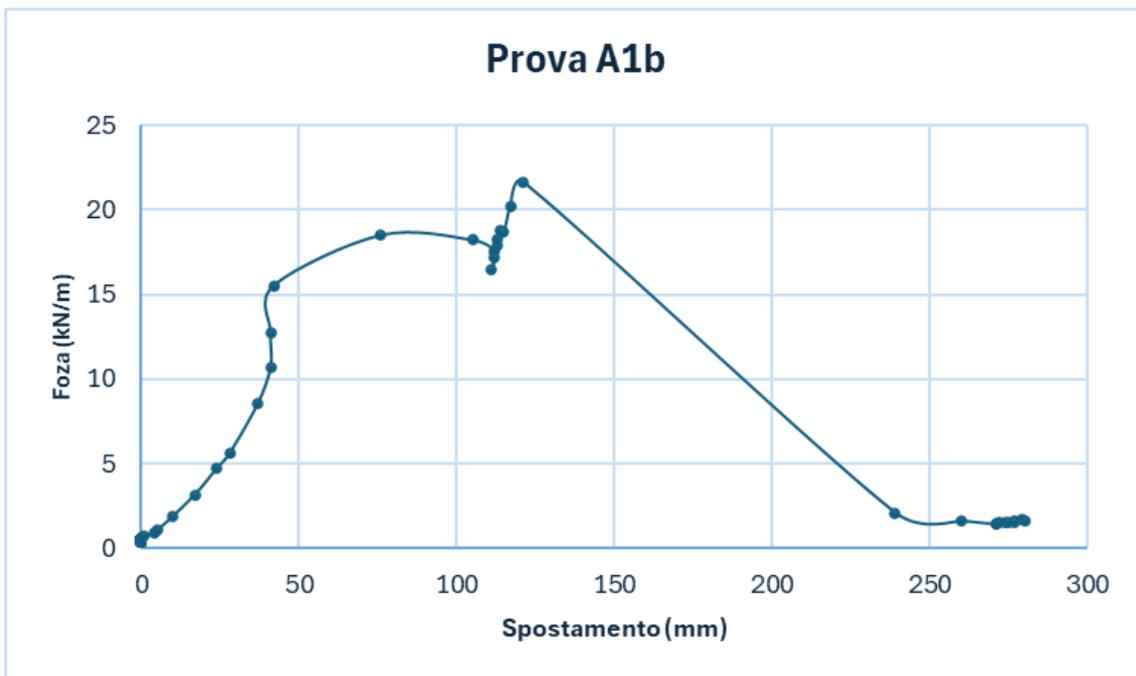


Figura 6.29: Diagramma forza - spostamento Prova A1b

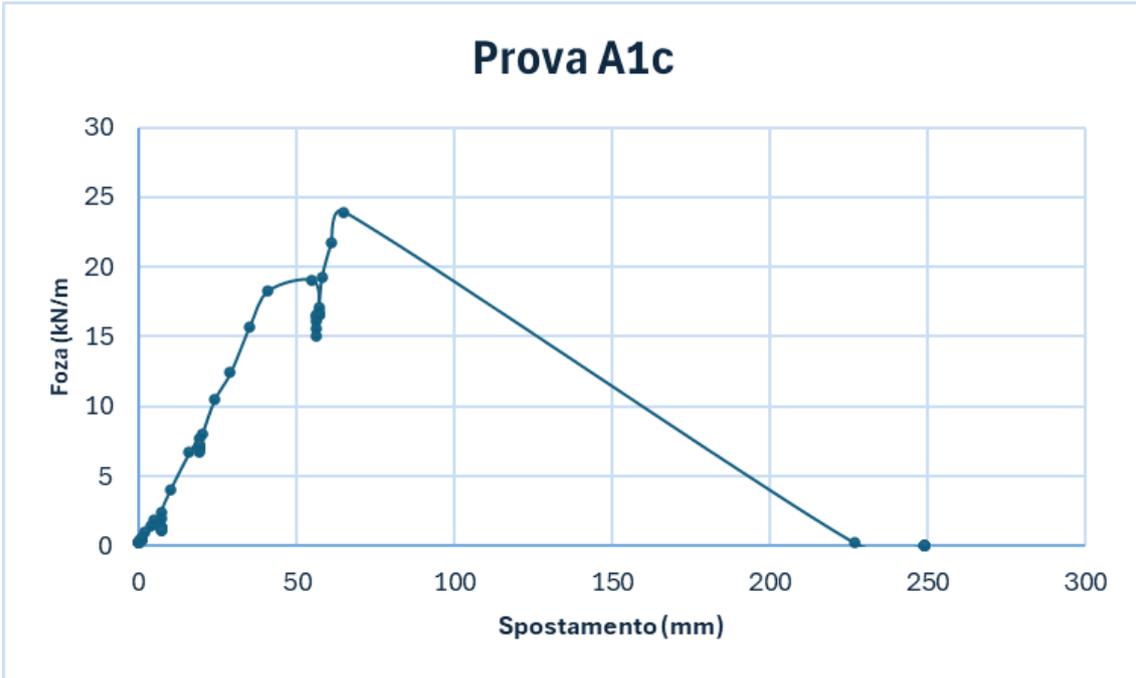


Figura 6.30: Diagramma forza - spostamento Prova A1c

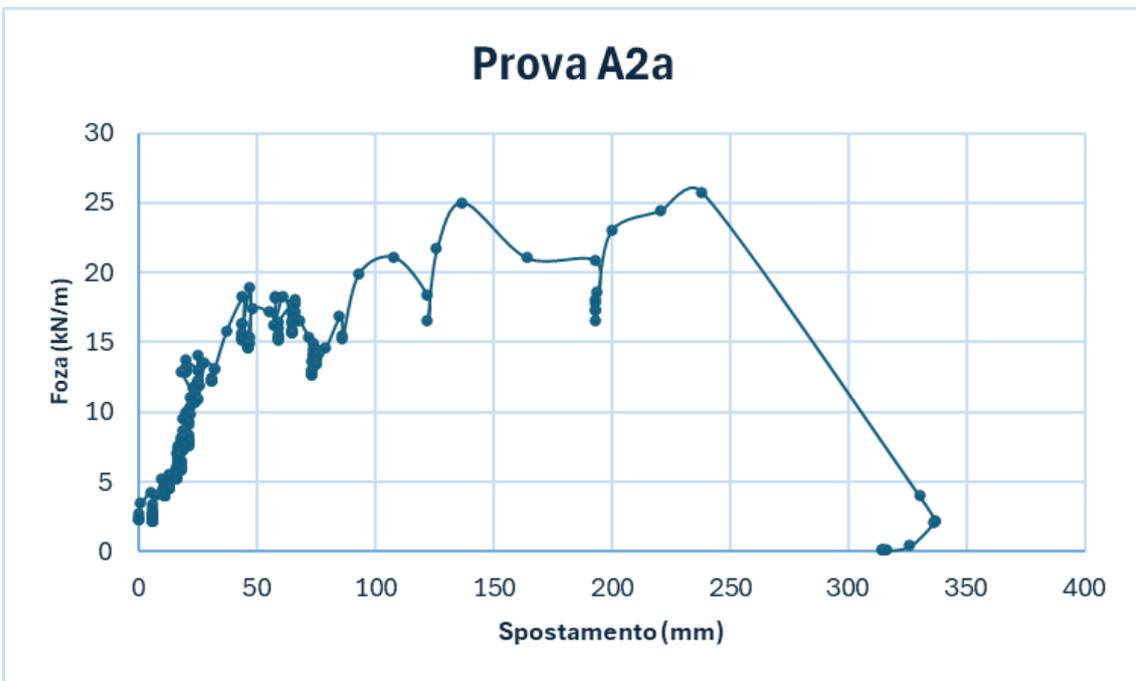


Figura 6.31: Diagramma forza - spostamento Prova A2a

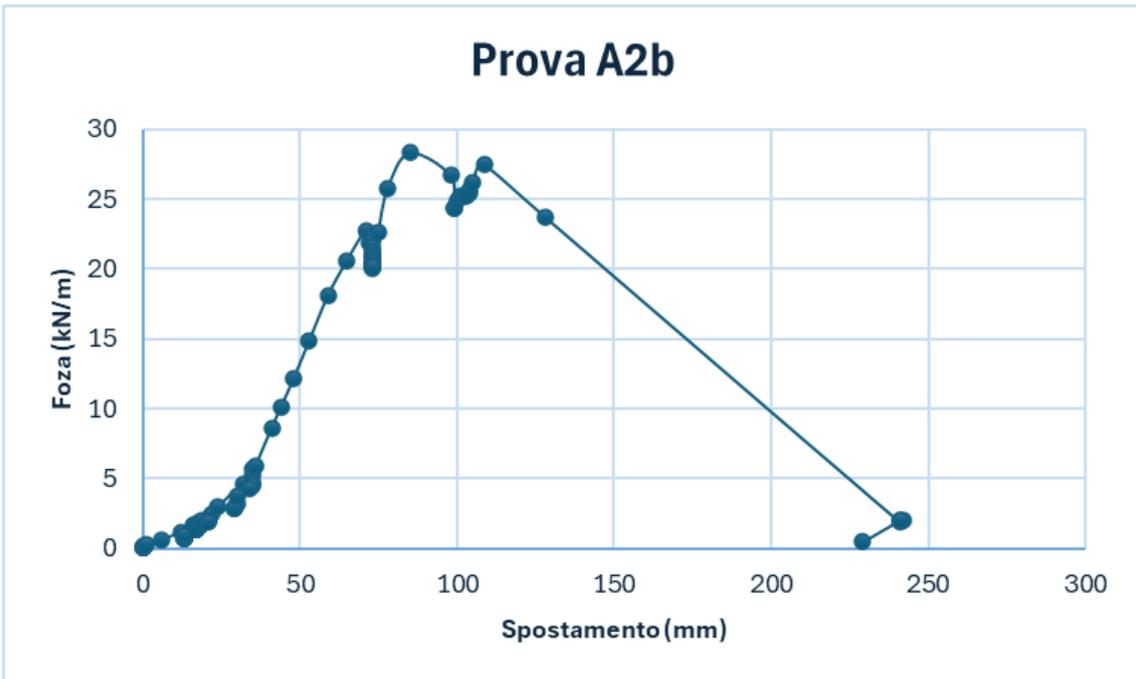


Figura 6.32: Diagramma forza - spostamento Prova A2b

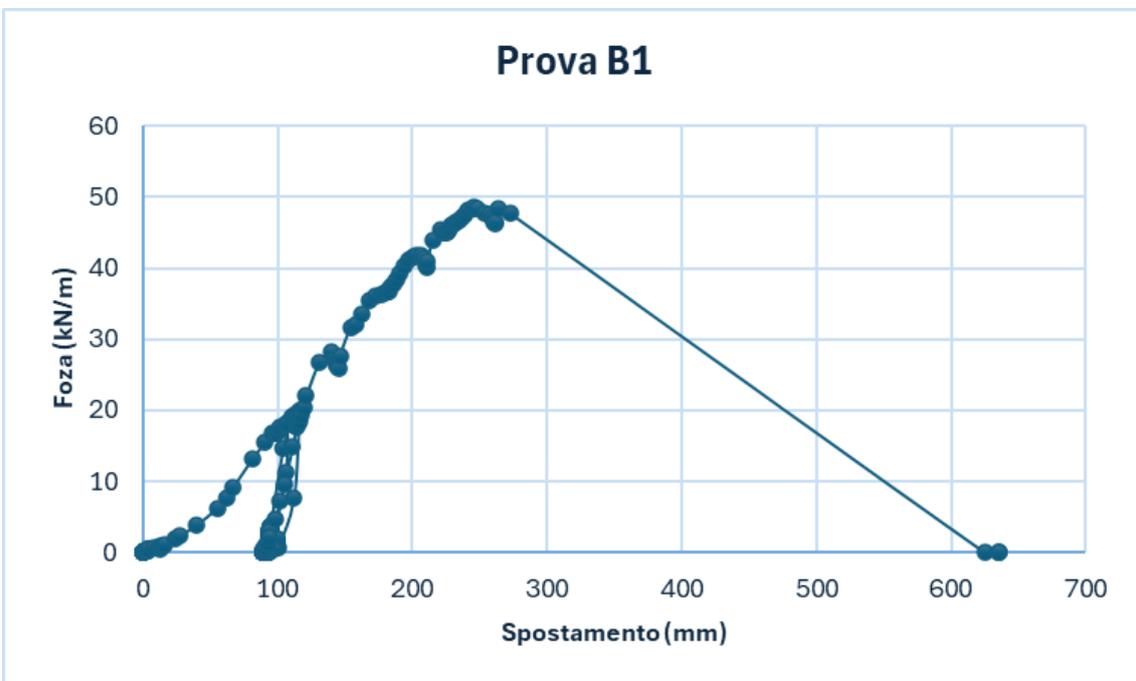


Figura 6.33: Diagramma forza - spostamento Prova B1

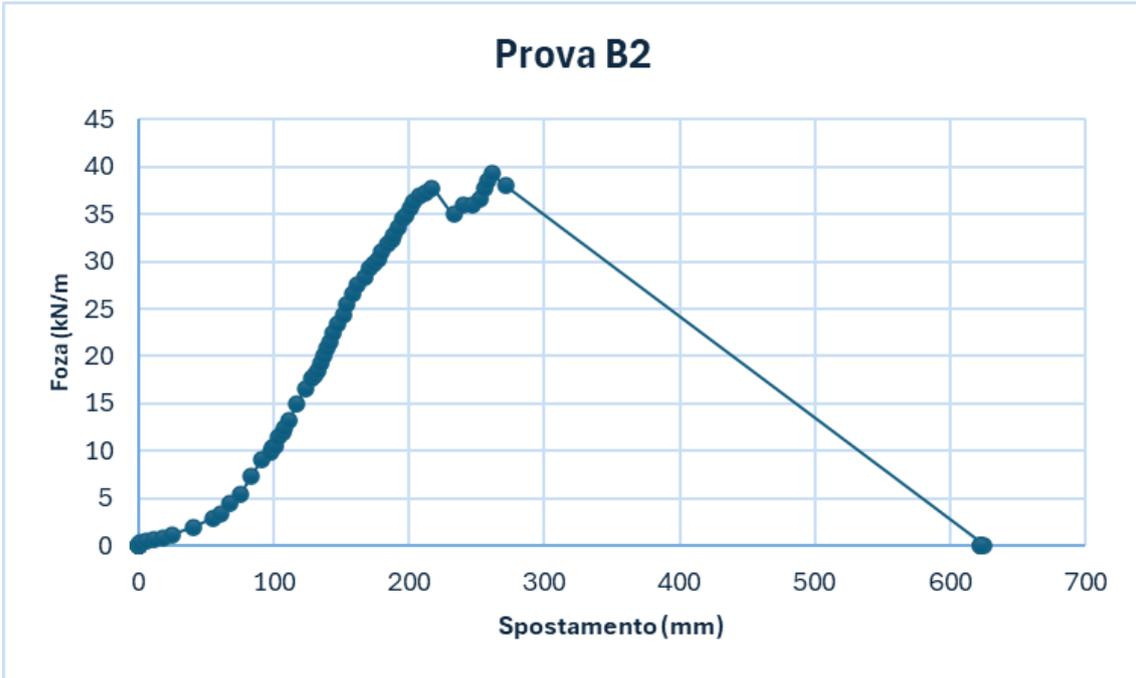


Figura 6.34: Diagramma forza - spostamento Prova B2

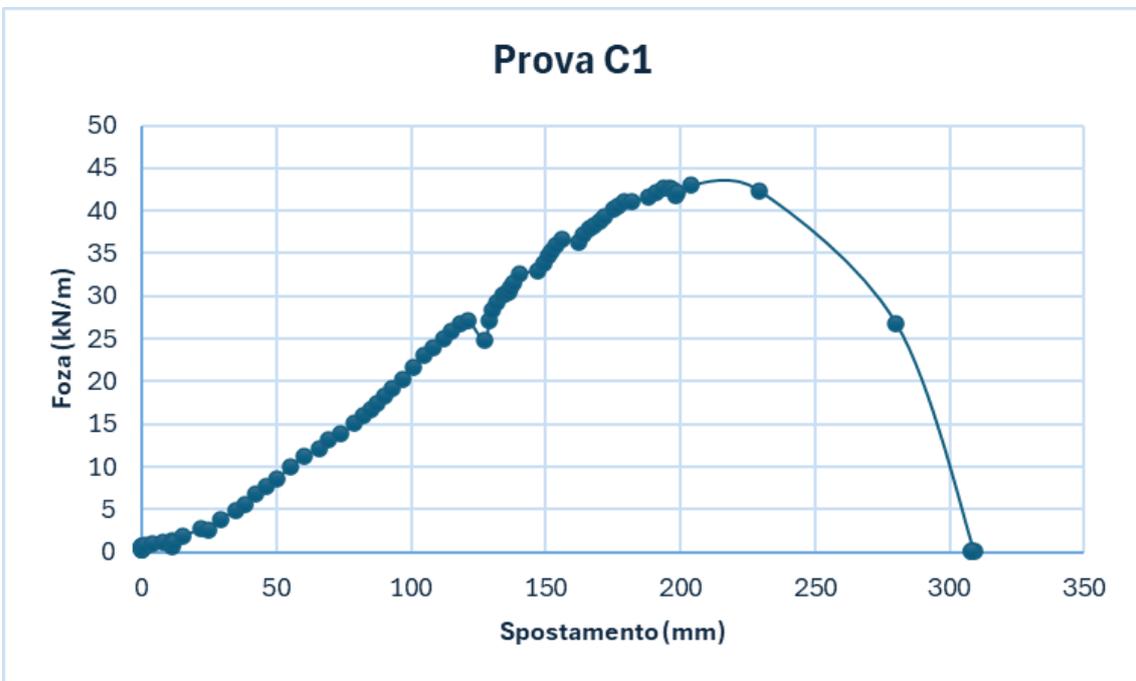


Figura 6.35: Diagramma forza - spostamento Prova C1

Attraverso l'osservazione dei valori presenti nei diagrammi possiamo evidenziare immediatamente come i primi test eseguiti, in particolare quelli eseguiti sul rilevato A, siano poco significativi.

- Per il test A1a, il valore di picco, della forza applicata, che ha portato a rottura la geogriglia si attesta tra valori compresi tra 12 e 14 kN/m.
- Per i test A1b e A1c si nota un netto miglioramento rispetto al test precedente, ma anche in questo caso i valori di picco raggiunti, compresi tra 20 e 25 kN/m, sono comunque inferiori rispetto alle aspettative.
- Nei test A2a e A2b i valori di forza che hanno portato a rottura il rinforzo sono aumentati ulteriormente, raggiungendo i 30 kN/m
- I test B1, B2 e C1 sono le prove di sfilamento, in relazione alle misure di forza e spostamento raggiunti, che hanno permesso di ottenere i risultati più significativi, ed in linea con valori riscontrati in letteratura ed altri studi simili.

Osservando il diagramma del test A1a, si può immediatamente sottolineare come l'estrema velocità con cui è stata applicata la forza ha portato ad un immediata rottura per strappo della geogriglia.

La differenza che ha portato un netto miglioramento nell'esecuzione delle prove, ed ad una conseguente maggiore efficienza nello sfilamento delle geogriglie, è stata la modifica al metodo di clamping avvenuta nel passaggio dal rilevato A al rilevato B, come indicato nel paragrafo precedente inerente l'apparecchiatura e le procedure di prova. Per i test dei rilevati B e C, il serraggio della geogriglia è stato infatti modificato, tagliando le strisce trasversali e legando i filamenti longitudinali direttamente alla barra in acciaio. Visionando studi svolti recentemente e valutando i risultati ottenuti, il metodo di clamping, per prove speditive future nelle stesse condizioni, potrebbe essere perfezionato ulteriormente, fissando la geogriglia attraverso un sistema costituito da due piastre superiormente e inferiormente chiuse con una strato di gomma al fine di garantire adeguata aderenza e serraggio della geogriglia, riducendo la possibilità che questa possa essere danneggiata. Di seguito, in figura 6.36, viene mostrato la metodologia e il sistema ideale, attraverso cui, nella quasi totalità degli studi di pullout visionati, la geogriglia viene fissata al sistema di tiraggio.

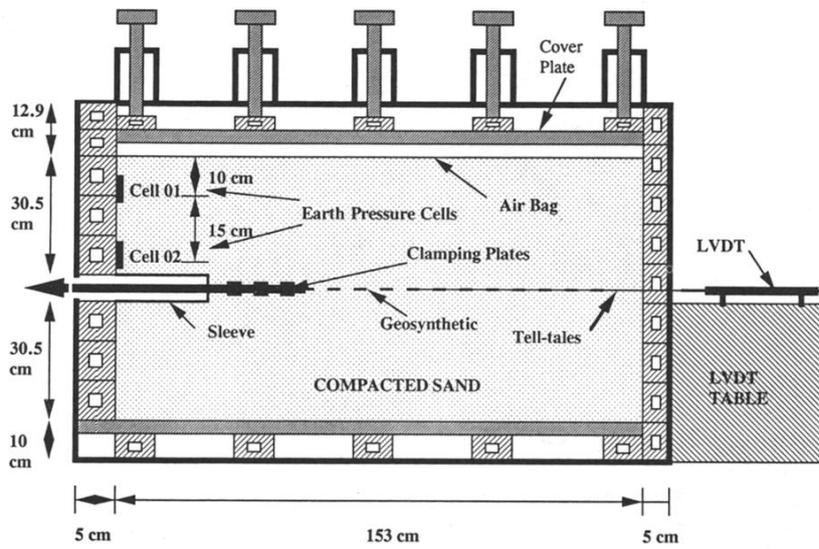


Figura 6.36: Schema di una scatola per prove di sfilamento con le piastre di serraggio. (After Farrag et al., 1993)

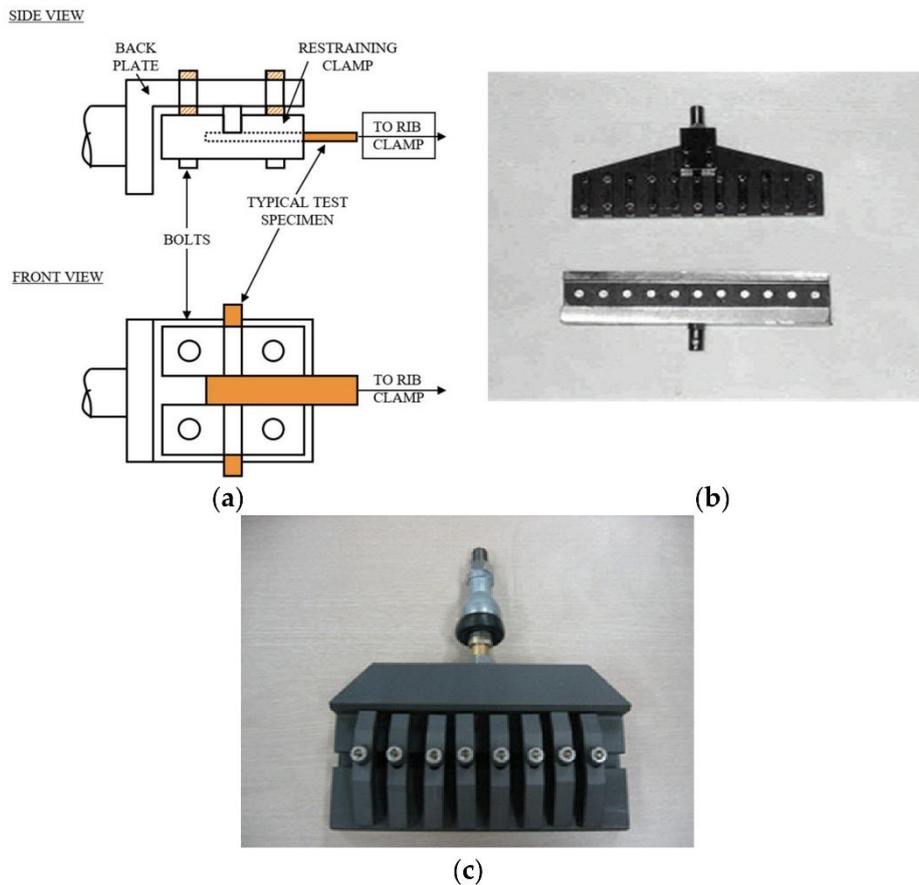


Figura 6.37: Immagine di dettaglio di Clamping plates. (After Aram Lee et al., 2021)

La figura mostra un diagramma di spostamento rispetto alla forza di trazione ottenuto nello studio sperimentale “Pullout Behaviour of Geogrids Embedded in a Recycled Construction and Demolition Material. Effects of Specimen Size and Displacement Rate” condotto da Castorina S.V et al. (2020), sperimentazione che gli autori hanno condotto per caratterizzare l'interazione tra un materiale C&D a grana fine e diversi geogriglie.

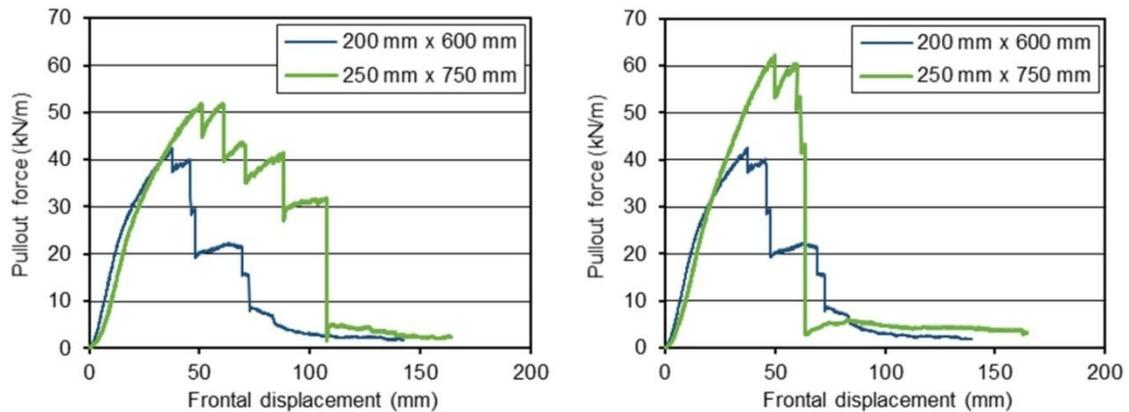


Figura 6.38: Diagrammi forza-spostamento di confronto. After Castorina S.V. et al., 2020)

I valori di registrati durante le varie prove, come mostrato in figura 6.38, sono superiori rispetto a quelli ottenuti nel presente studio. Questa differenza è dovuta sostanzialmente alla diversa procedura di esecuzione della prova. Le prove di sfilamento in campo da noi eseguite sono state speditive, a differenza di quelle di Castorina S.V. et al. (2020), svolte interamente in ambiente di laboratorio, figura 6.39, in cui tutti i parametri e le condizioni al contorno delle prove sono più facilmente controllabili, rendendo quindi i test di pullout più precisi ed i relativi risultati più significativi.



Figura 6.39: Apparecchiatura utilizzata da Castorina S.V. et al. per prove di pullout. (After Castorina S.V. et al., 2020)

Nonostante le diverse condizioni di prova i risultati ottenuti per le prove B1, B2 e C1 risultano poco distanti, se non addirittura confrontabili con i valori conseguiti nell'articolo citato precedentemente, **dimostrando come il materiali C&D possano essere utilizzati come materiali di riempimento in strutture in terra rinforzata.**

6.3 Modellazione numerica

Attraverso l'utilizzo del software SLIDE2 è stato possibile indagare l'influenza della geogriglia sulla stabilità globale del rilevato. Per i nostri scopi è stato creato un supporto di tipo geosintetico con le caratteristiche prestazionali della geogriglia XGrid PET C-0 110/20, della TeMa, utilizzata durante le prove.

I rilevati A, B e C sono quindi stati modellati seguendo le seguenti ipotesi:

- Rilevato A: essendo composto da Terra e aggregati con pezzatura dai 15 ai 30 millimetri, è stato ipotizzato una peso per unità di volume pari a $18,5 \text{ kN/m}^3$, una coesione di 0.5 kPa e un angolo di resistenza al taglio pari a 32° .
- Rilevato B: essendo composto interamente da aggregati con pezzatura dai 15 ai 30 millimetri, è stato ipotizzato una peso per unità di volume pari a $18,5 \text{ kN/m}^3$, una coesione di 0 kPa e un angolo di resistenza al taglio pari a 36° .
- Rilevato C: essendo composto da aggregati con pezzatura dai 0 a 80 millimetri, è stato ipotizzato una peso per unità di volume pari a $18,5 \text{ kN/m}^3$, una coesione di 0,2 kPa e un angolo di resistenza al taglio pari a 32° .

La stabilità dei pendii è stata valutata ipotizzando diverse scenari. Al fine di valutare la stabilità sono stati utilizzati i metodi limite di Bishop e di Jambu semplificati. Nei immagini seguenti viene riportato l'insieme delle possibili superfici di scorrimento rilevate dai metodi, con evidenziata la superficie caratterizzata dal valore del fattore di sicurezza minimo riscontrato.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti.

6.3.1 Risultati e discussione degli scenari inerenti il Rilevato A

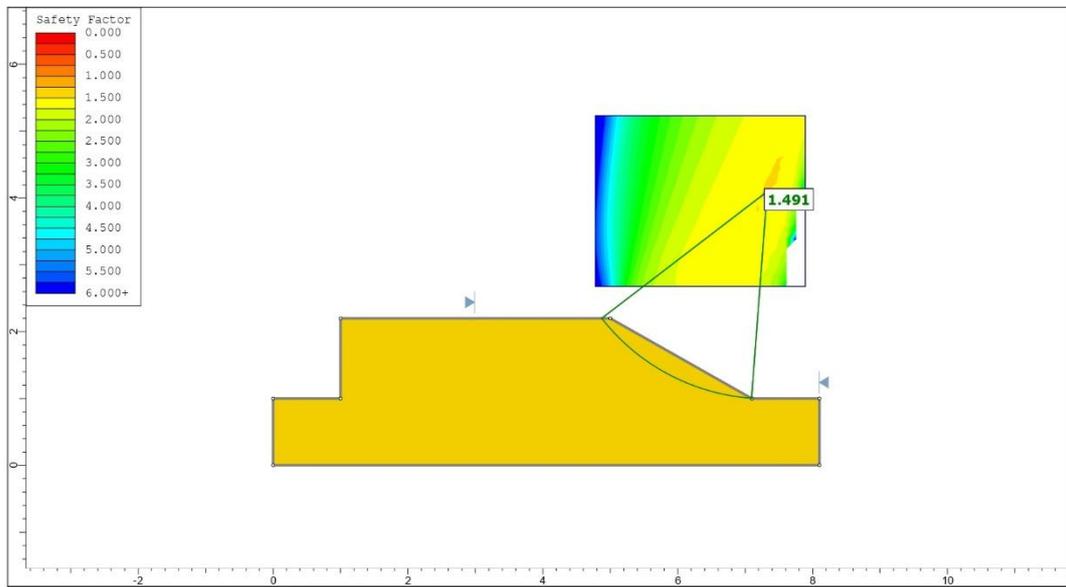


Figura 6.40: Rilevato A scenario a.

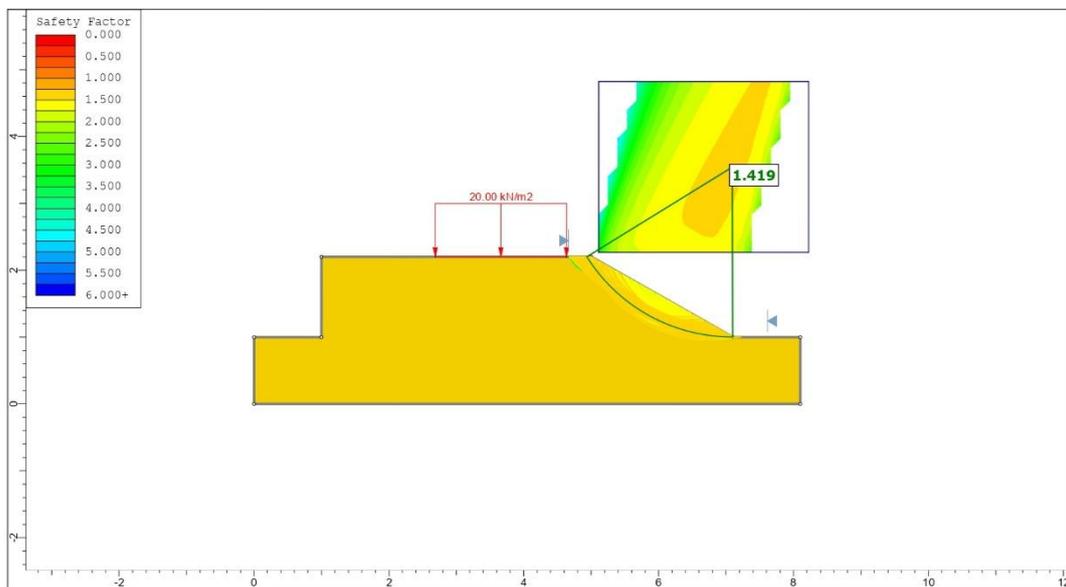


Figura 6.41: Rilevato A scenario b.

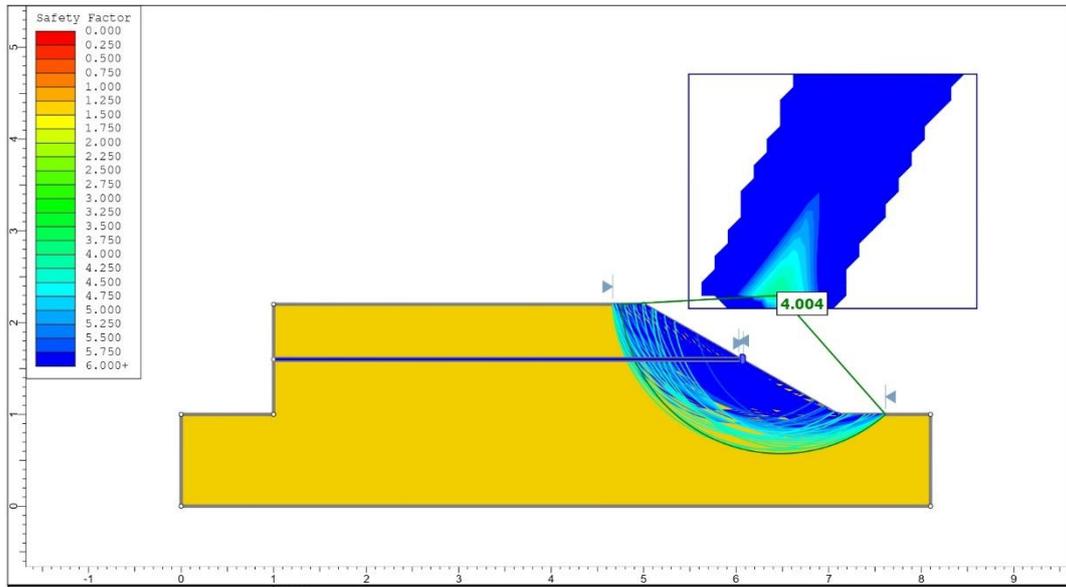


Figura 6.42: Rilevato A scenario c.

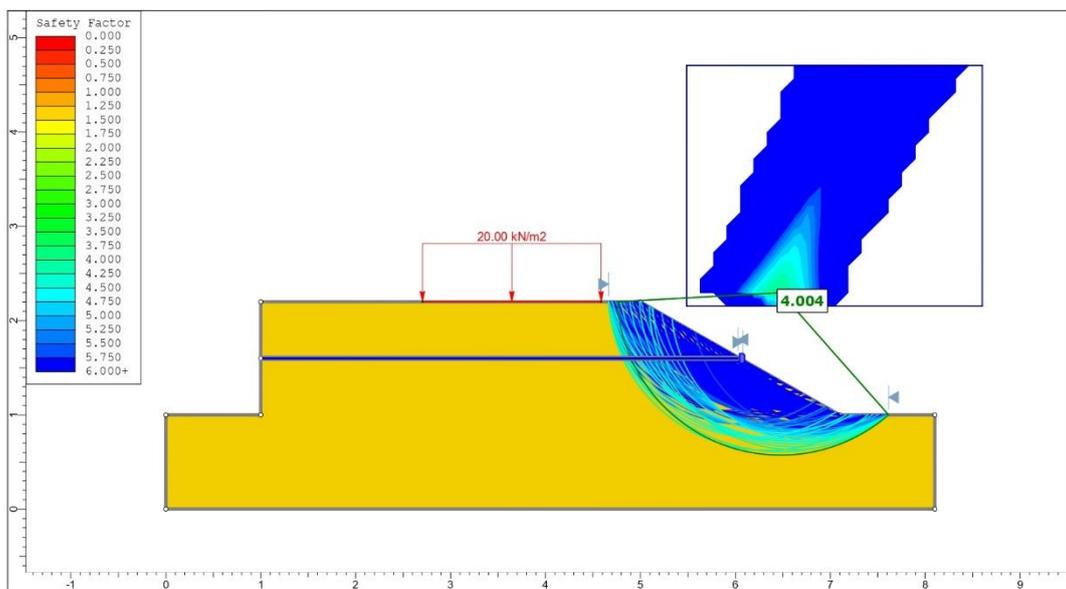


Figura 6.43: Rilevato A scenario d.

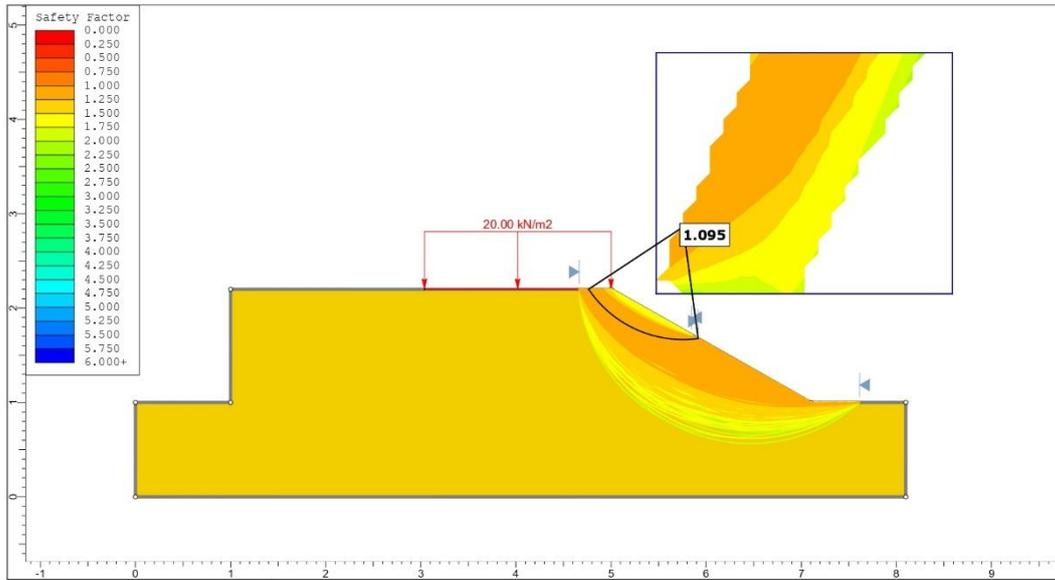


Figura 6.44: Rilevato A scenario e.

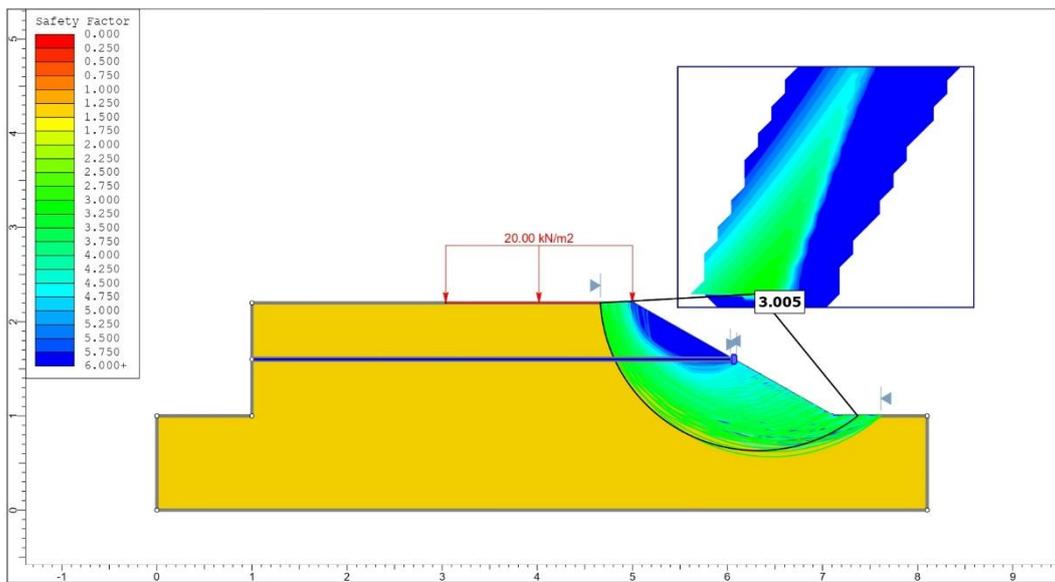


Figura 6.45: Rilevato A scenario f.

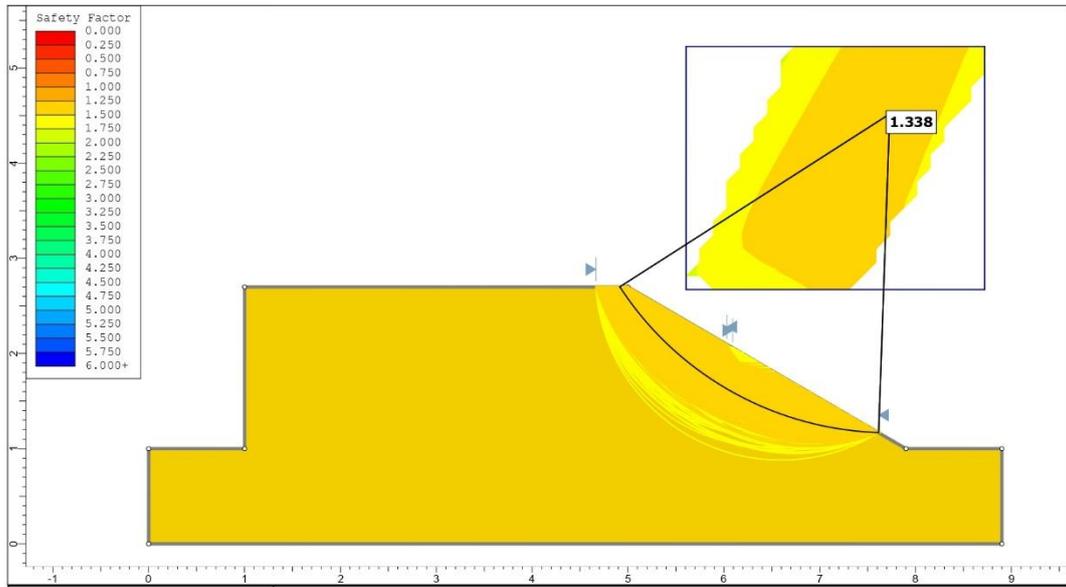


Figura 6.46: Rilevato A scenario g.

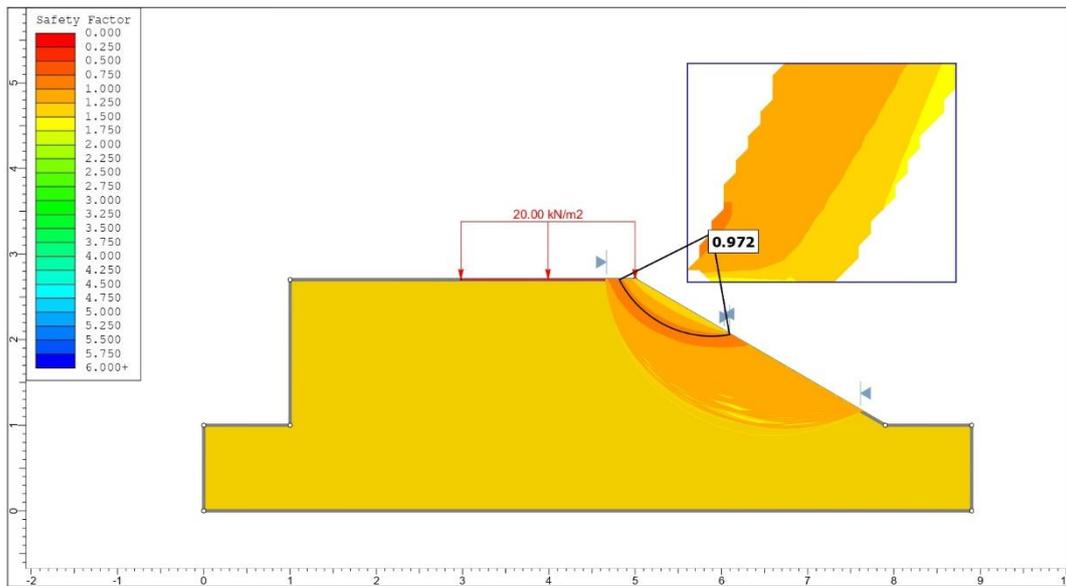


Figura 6.47: Rilevato A scenario h.

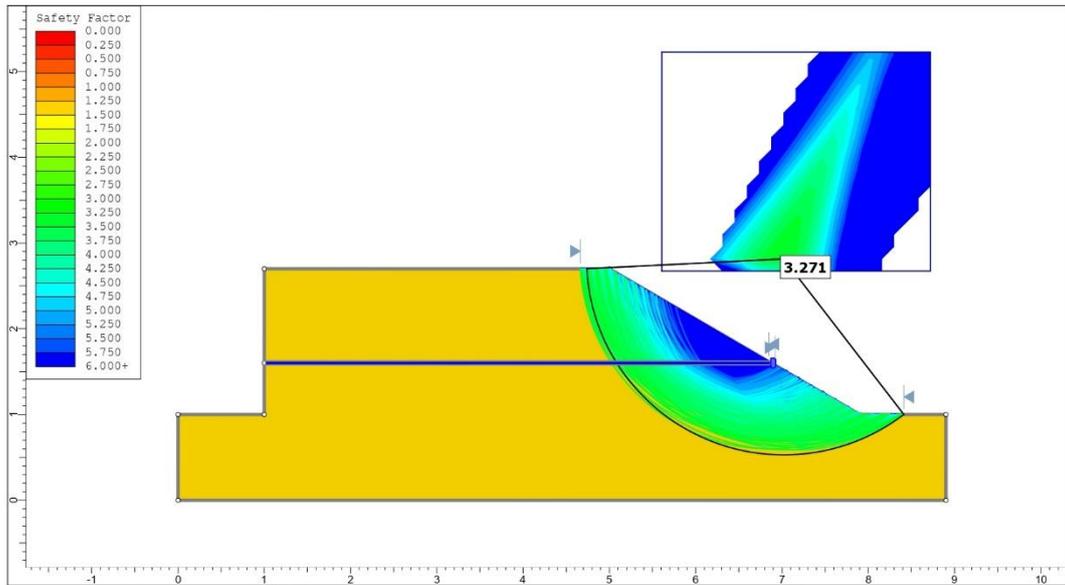


Figura 6.48: Rilevato A scenario i.

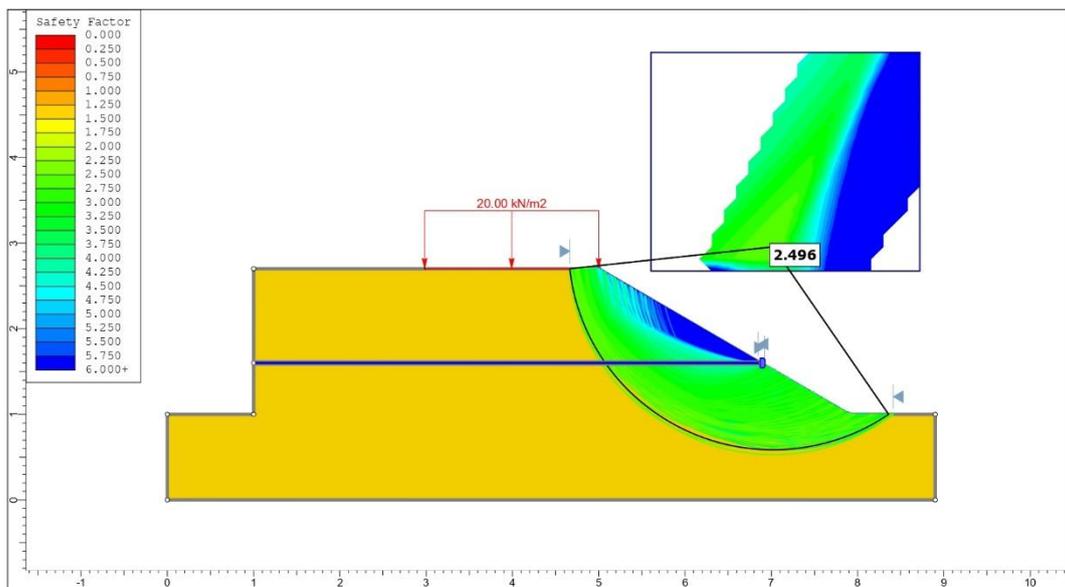


Figura 6.49: Rilevato A scenario i.

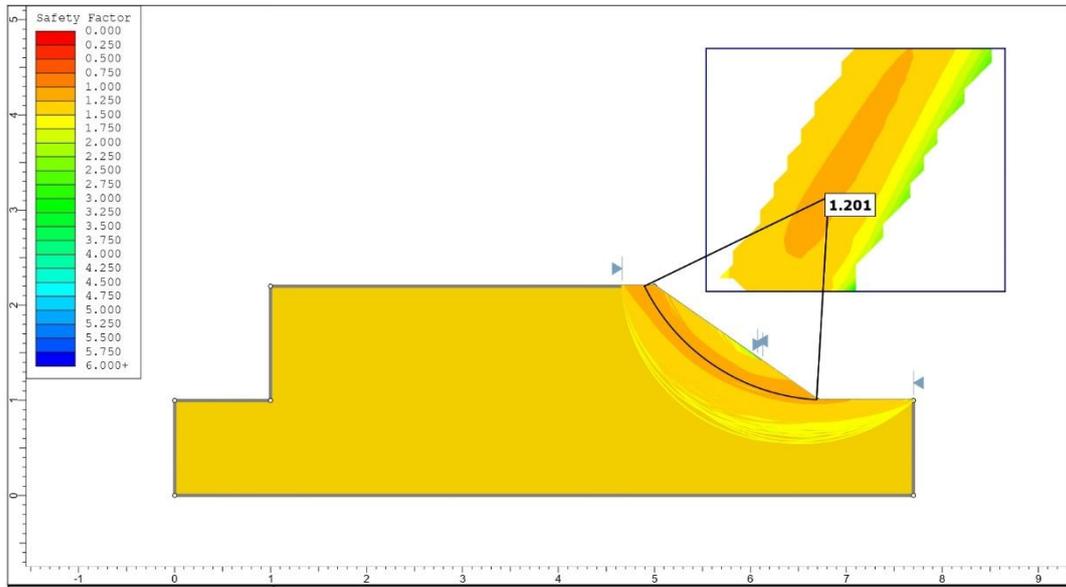


Figura 6.50: Rilevato A scenario m.

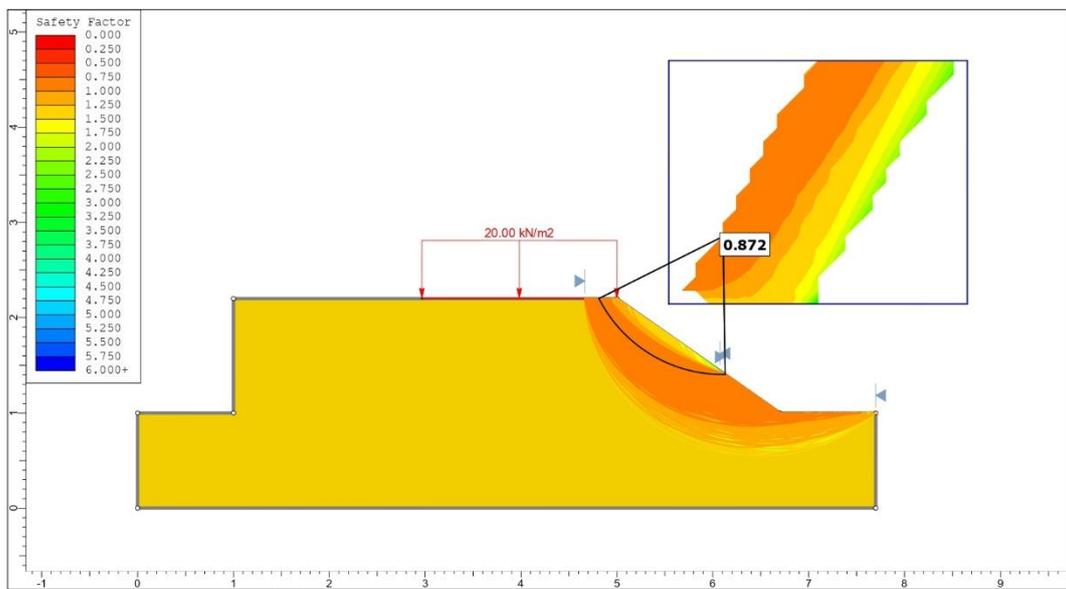


Figura 6.51: Rilevato A scenario n.

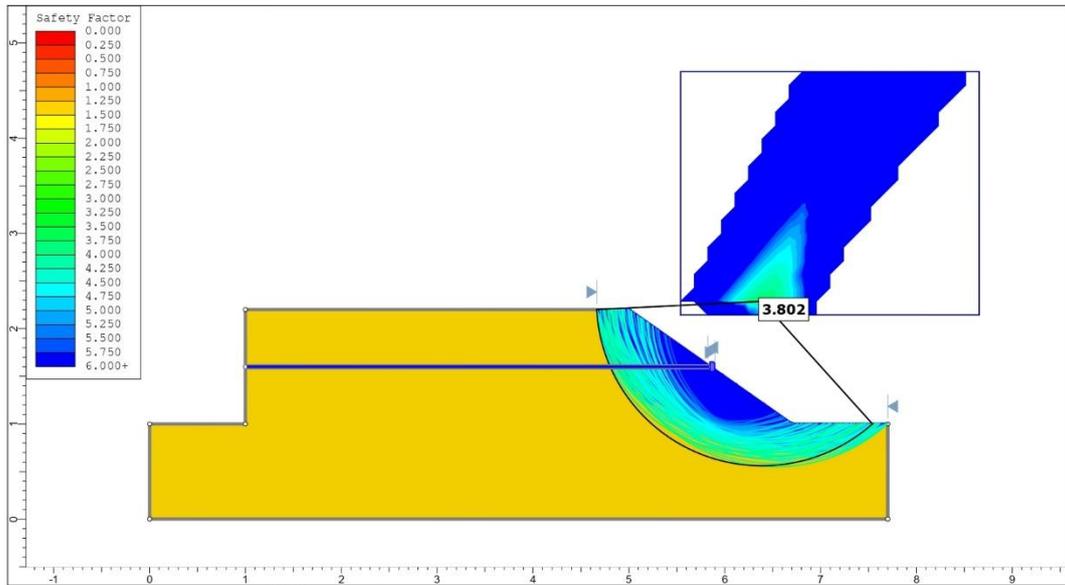


Figura 6.52: Rilevato A scenario o.

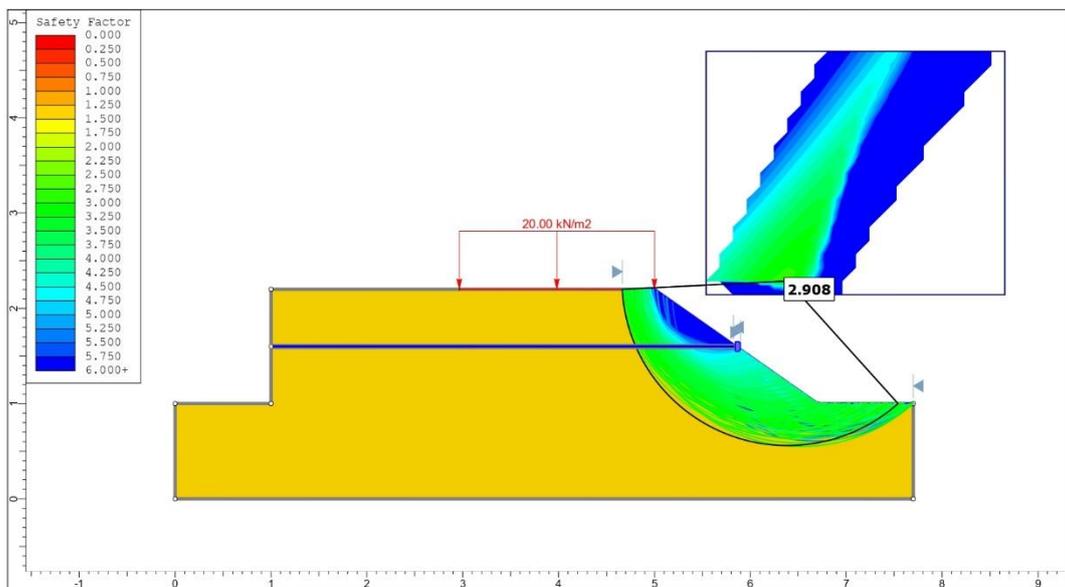


Figura 6.53: Rilevato A scenario p.

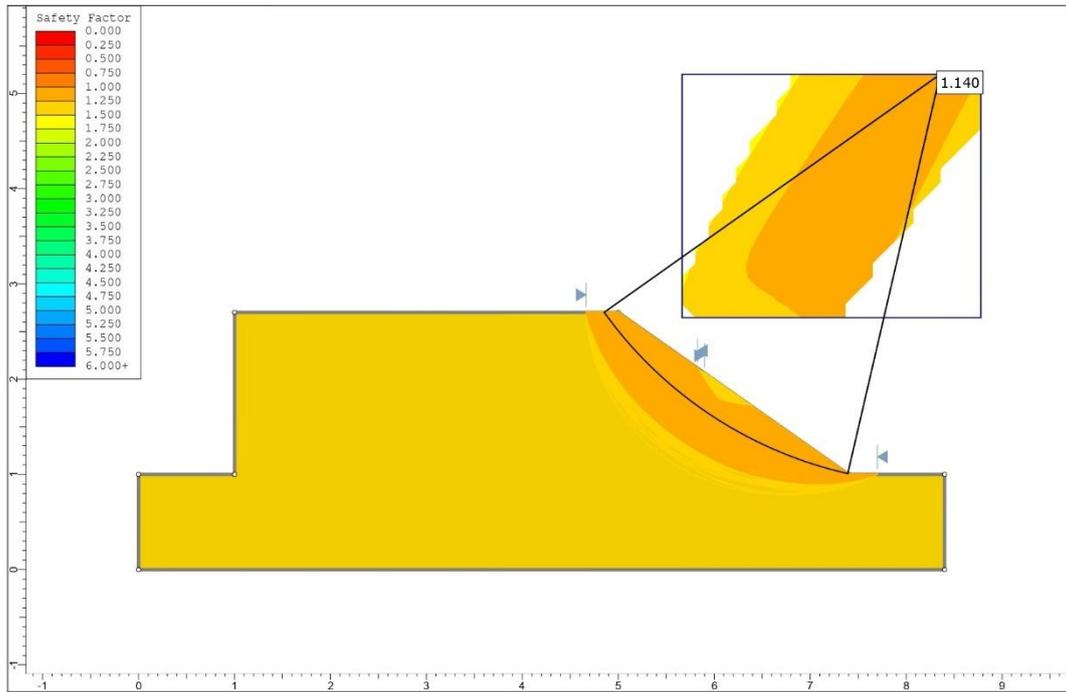


Figura 6.54: Rilevato A scenario q.

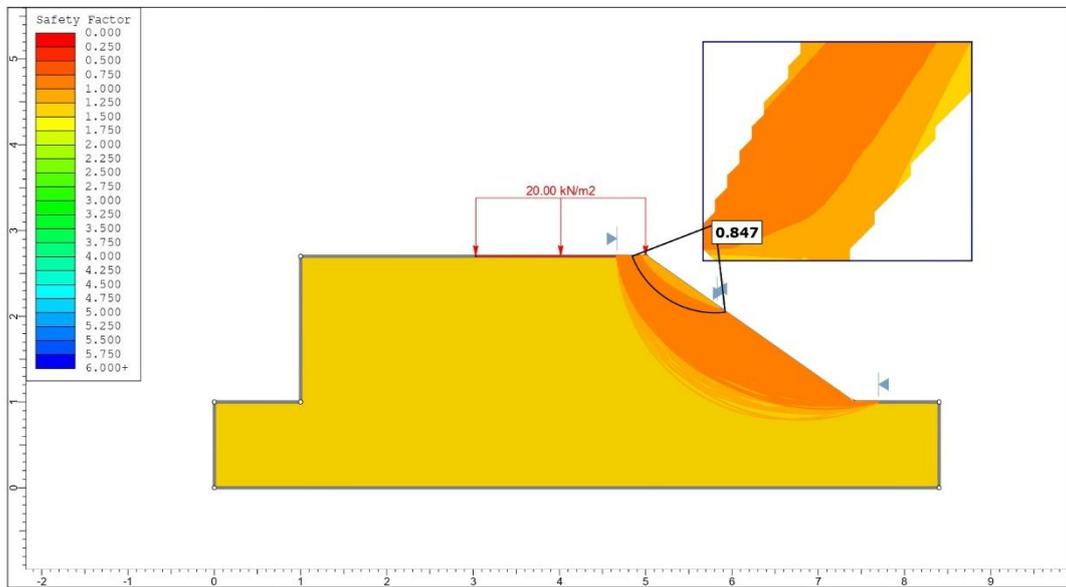


Figura 6.55: Rilevato A scenario r.

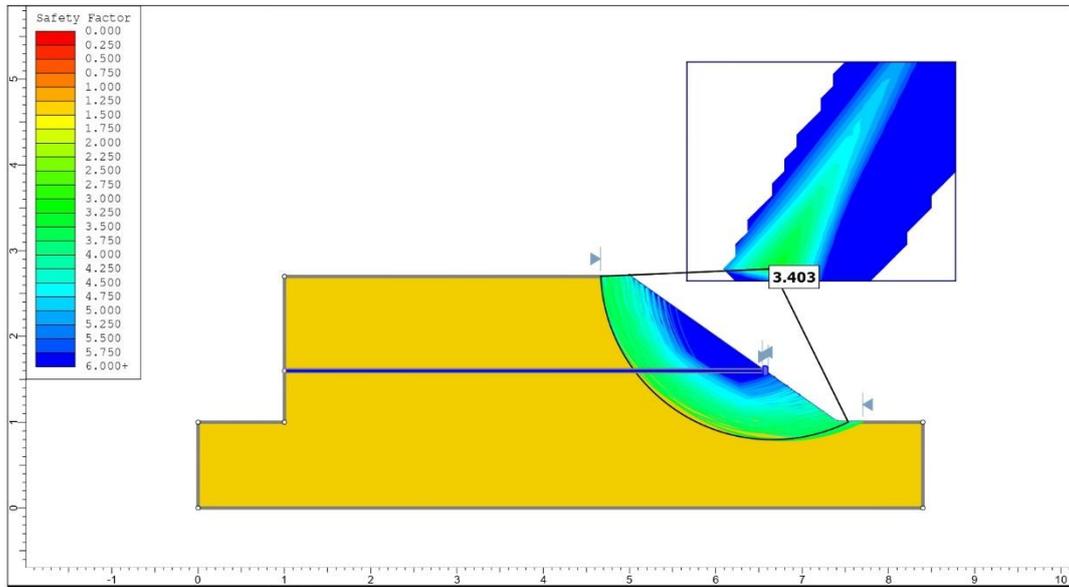


Figura 6.56: Rilevato A scenario s.

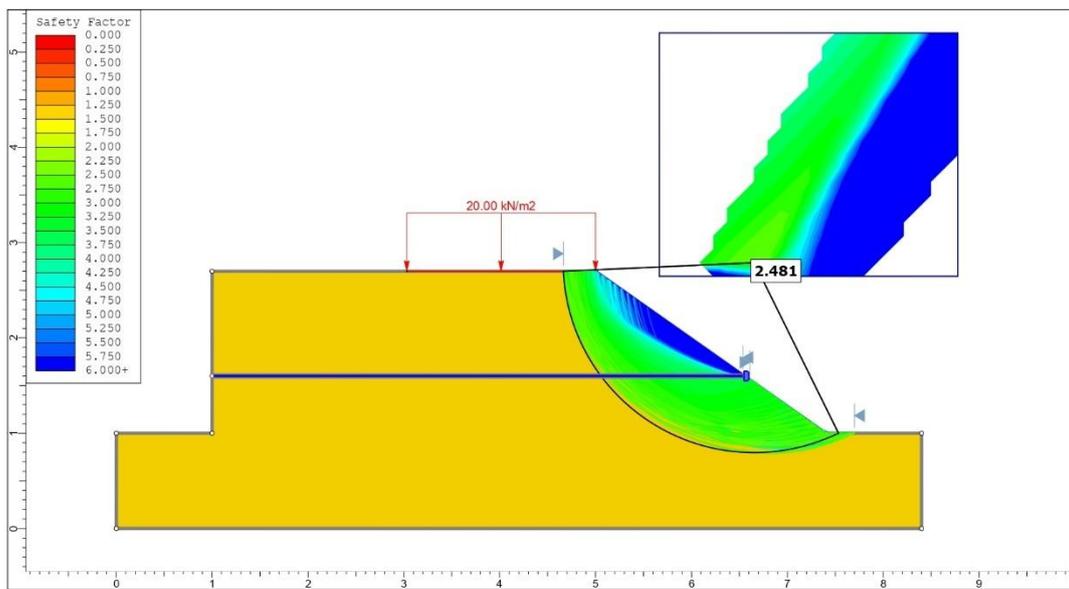


Figura 6.57: Rilevato A scenario t.

Tabella 6.9: Valori minimi del Fattore di Sicurezza per i diversi scenari del Rilevato A

Rilevato A	Scenario	Rinforzo	Carico centrale (kN/m ²)	Carico laterale (kN/m ²)	Altezza (m)	Inclinazione scarpata (°)	FS minimo
	a	☒	☒	☒	2,2	30	1,491
	b	☒	✓	☒	2,2	30	1,419
	c	✓	☒	☒	2,2	30	4,004
	d	✓	✓	☒	2,2	30	4,004
	a	☒	☒	☒	2,2	30	1,491
	e	☒	☒	✓	2,2	30	1,095
	c	✓	☒	☒	2,2	30	4,004
	f	✓	☒	✓	2,2	30	3,005
	g	☒	☒	☒	2,7	30	1,338
	h	☒	☒	✓	2,7	30	0,972
	i	✓	☒	☒	2,7	30	3,271
	l	✓	☒	✓	2,7	30	2,496
	m	☒	☒	☒	2,2	35	1,201
	n	☒	☒	✓	2,2	35	0,872
	o	✓	☒	☒	2,2	35	3,802
	p	✓	☒	✓	2,2	35	2,908
q	☒	☒	☒	2,7	35	1,140	
r	☒	☒	✓	2,7	35	0,847	
s	✓	☒	☒	2,7	35	3,403	
t	✓	☒	✓	2,7	35	2,481	

Nei vari scenari presi in considerazione sono stati fatti variare la posizione del carico, da centrale a laterale, lo spessore di materiale al di sopra della geogriglia e l'inclinazione della scarpata.

- Il carico, di 20 kN/m² quindi 2 ton/m², posizionato centralmente, ha un'influenza trascurabile sulla stabilità del rilevato, come si può notare dai FS determinati nello scenario a e b, mentre il carico posizionato lateralmente, al contrario, ha un effetto non trascurabile sulla stabilità del rilevato, osservabile tra lo scenario a ed e.
- L'aumento dello spessore di materiale al di sopra della geogriglia, differenza dei valori di FS tra scenario e ed h, ha prodotto una diminuzione del FS, indice di un aumento di instabilità del sistema.

- Ugual osservazione si può affermare confrontando gli scenari h ed r. A parità di altezza del rilevato, è stato modificato l'angolo di inclinazione della scarpata con conseguente ulteriore riduzione del fattore di sicurezza minimo rilevato.
- In tutte le possibili combinazioni indagate, possiamo affermare che la presenza del rinforzo aumenta la stabilità del pendio, come dimostrano ampiamente la differenza di valori del FS tra gli scenari n e p, ed r e t.

6.3.2 Risultati e discussione degli scenari inerenti il Rilevato B

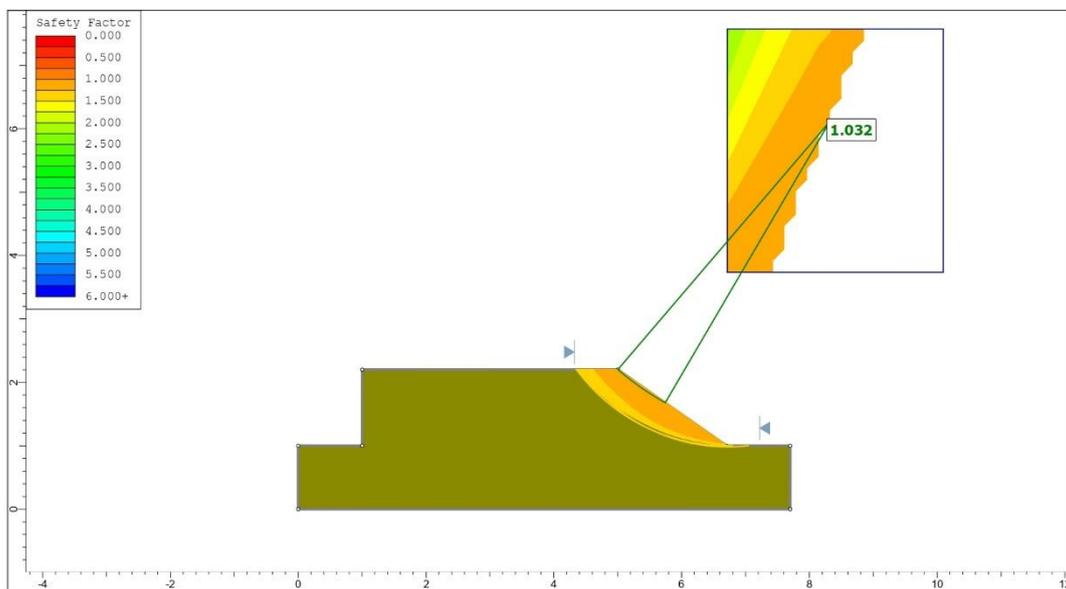


Figura 6.58: Rilevato B scenario a

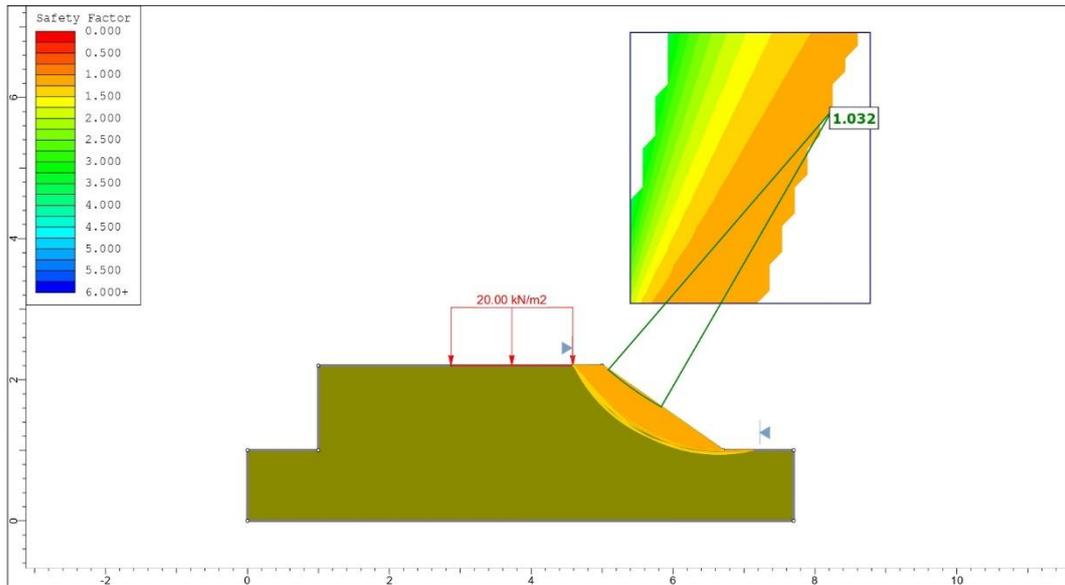


Figura 6.59: Rilevato B scenario b

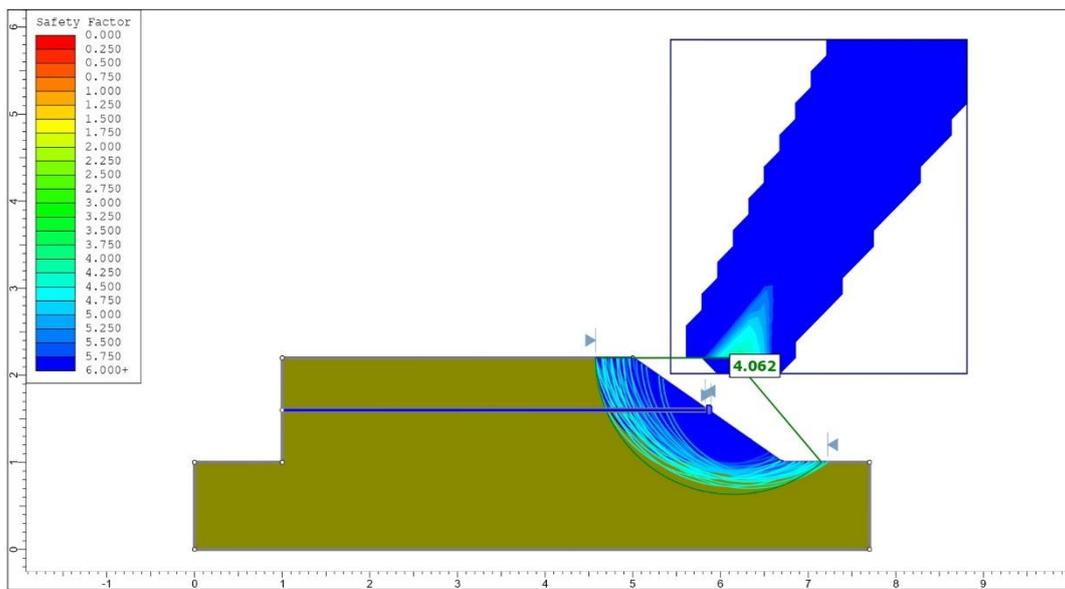


Figura 6.60: Rilevato B scenario c.

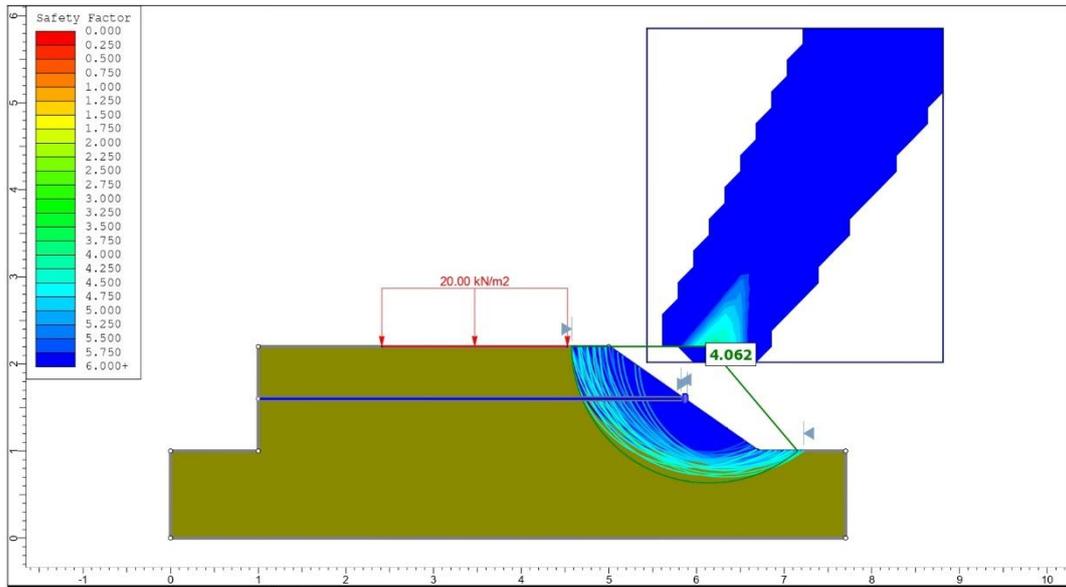


Figura 6.61: Rilevato B scenario d.

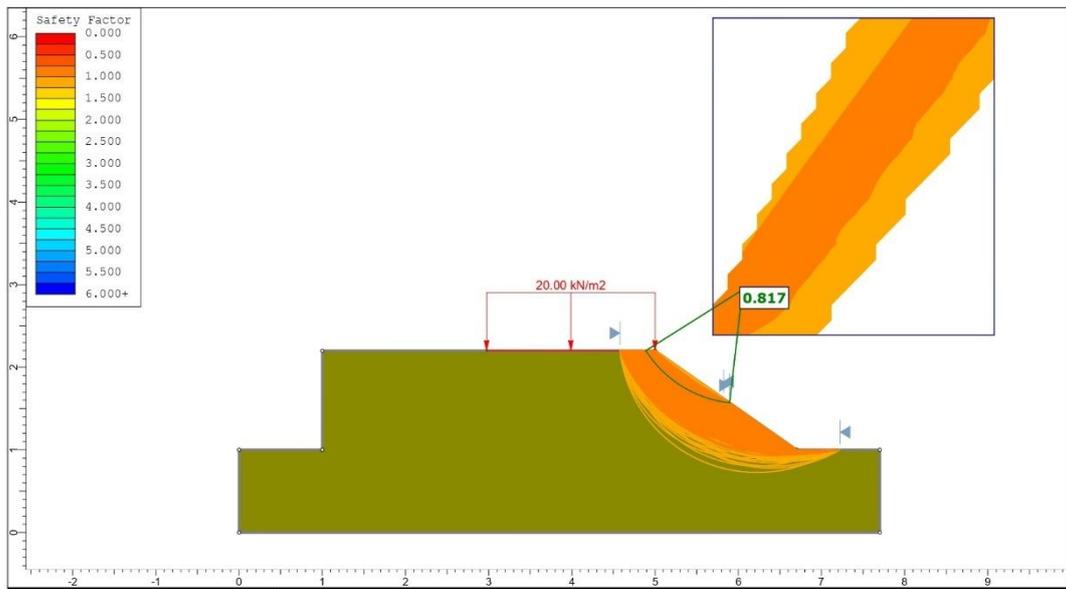


Figura 6.62: Rilevato B scenario e.

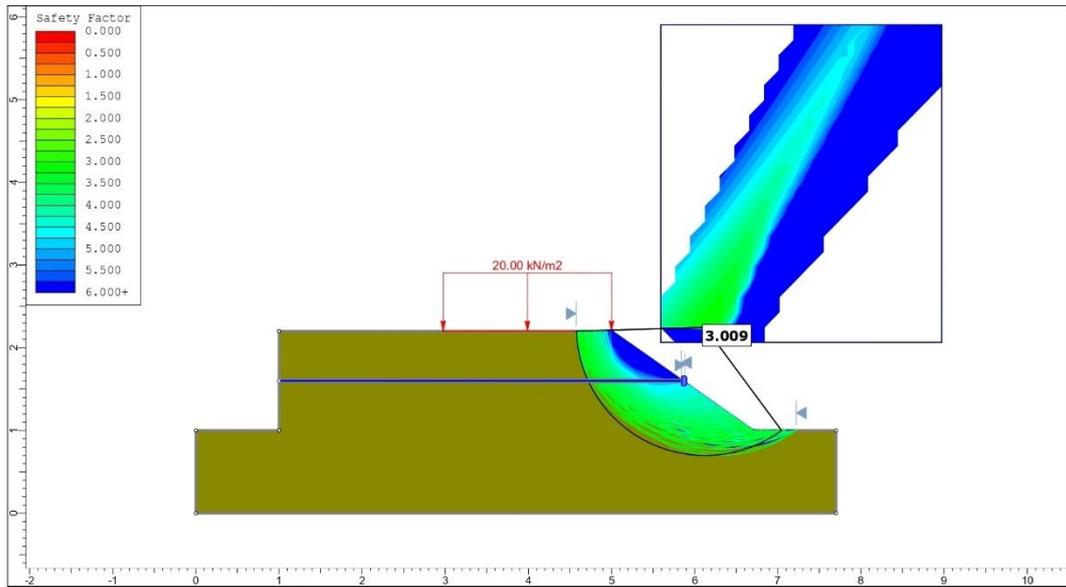


Figura 6.63: Rilevato B scenario f.

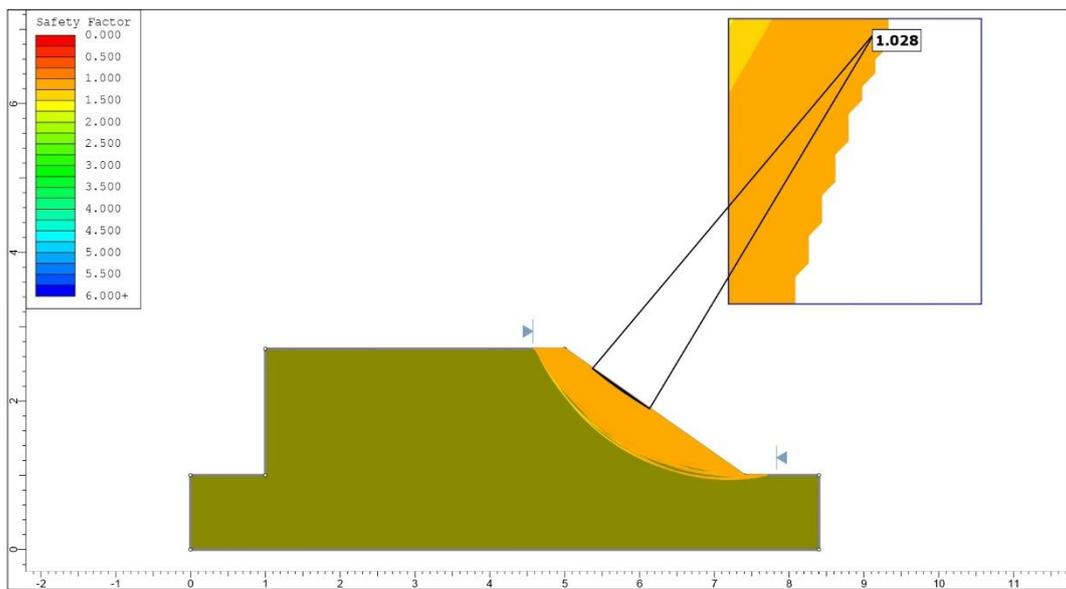


Figura 6.64: Rilevato B scenario g.

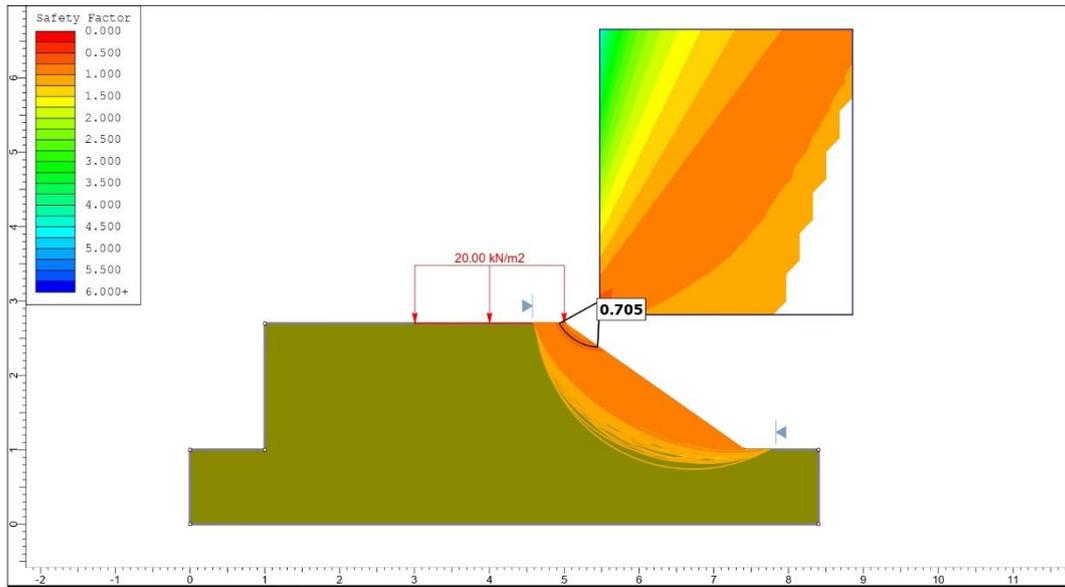


Figura 6.65: Rilevato B scenario h.

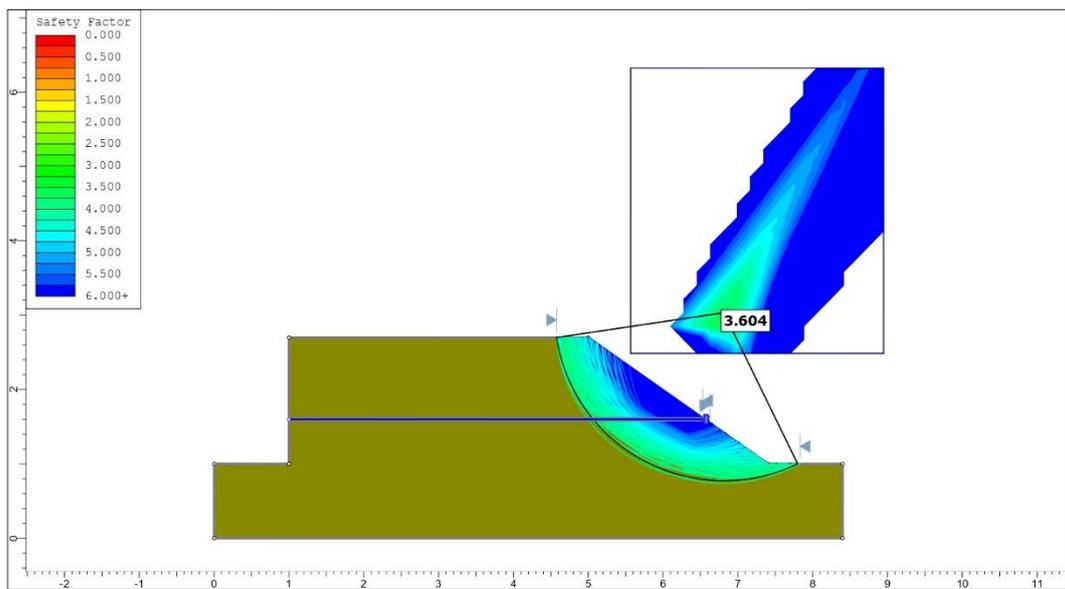


Figura 6.66: Rilevato B scenario i.

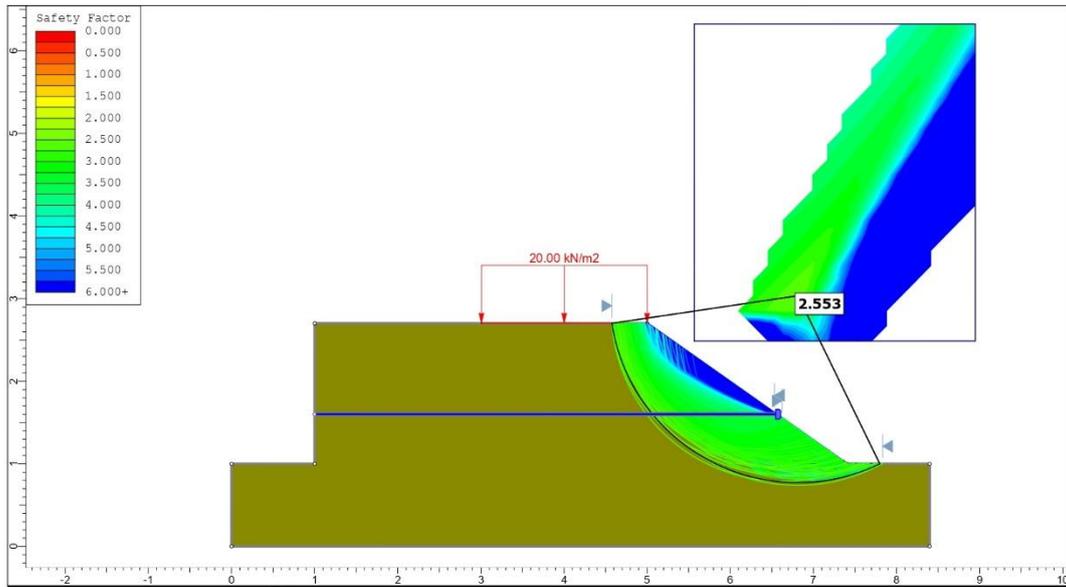


Figura 6.67: Rilevato B scenario I.

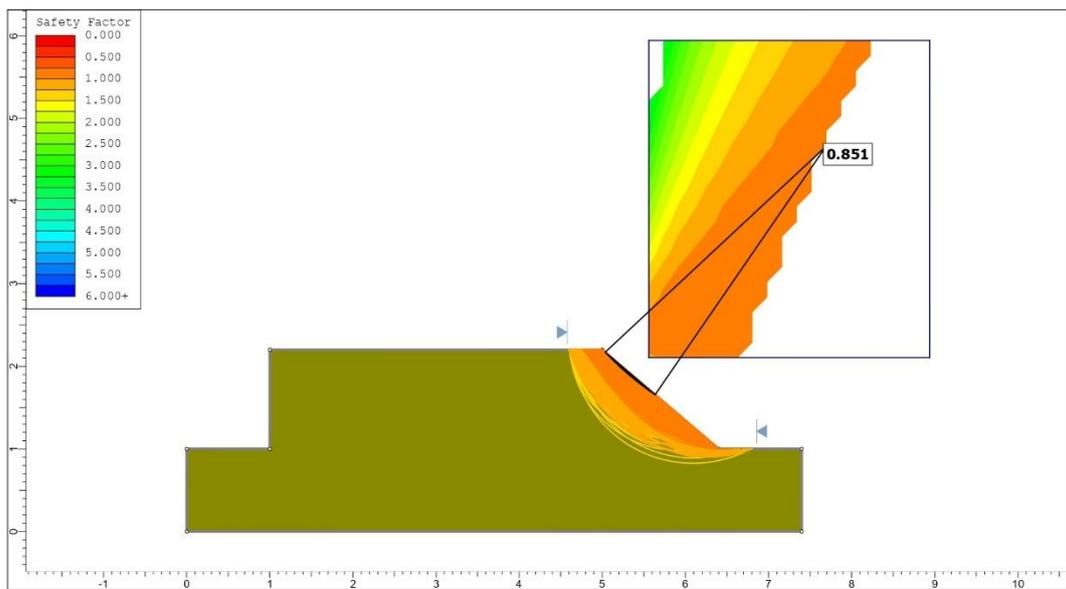


Figura 6.68: Rilevato B scenario m.

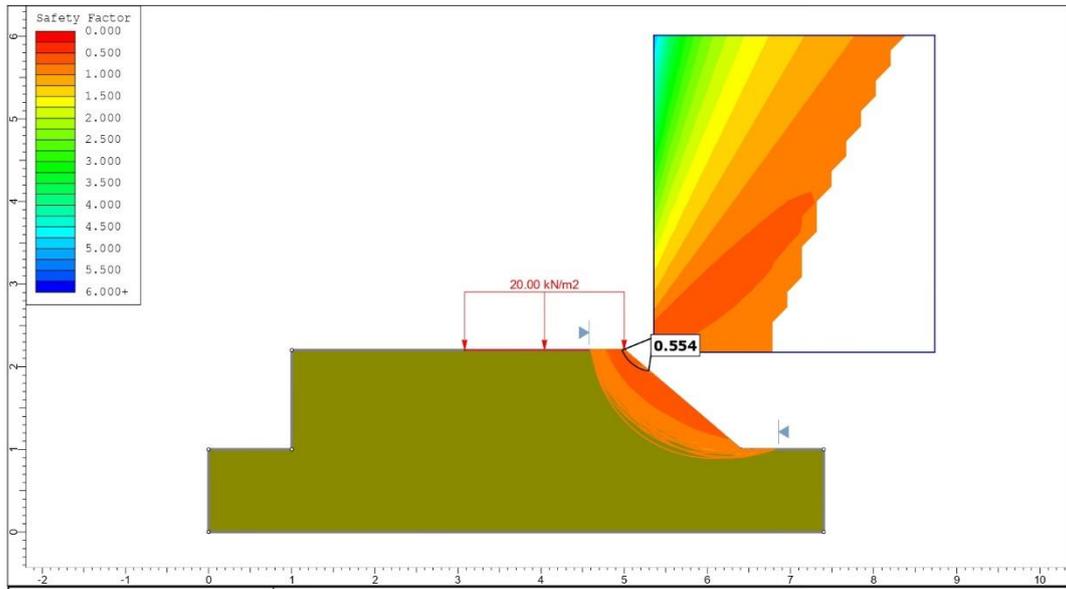


Figura 6.69: Rilevato B scenario n.

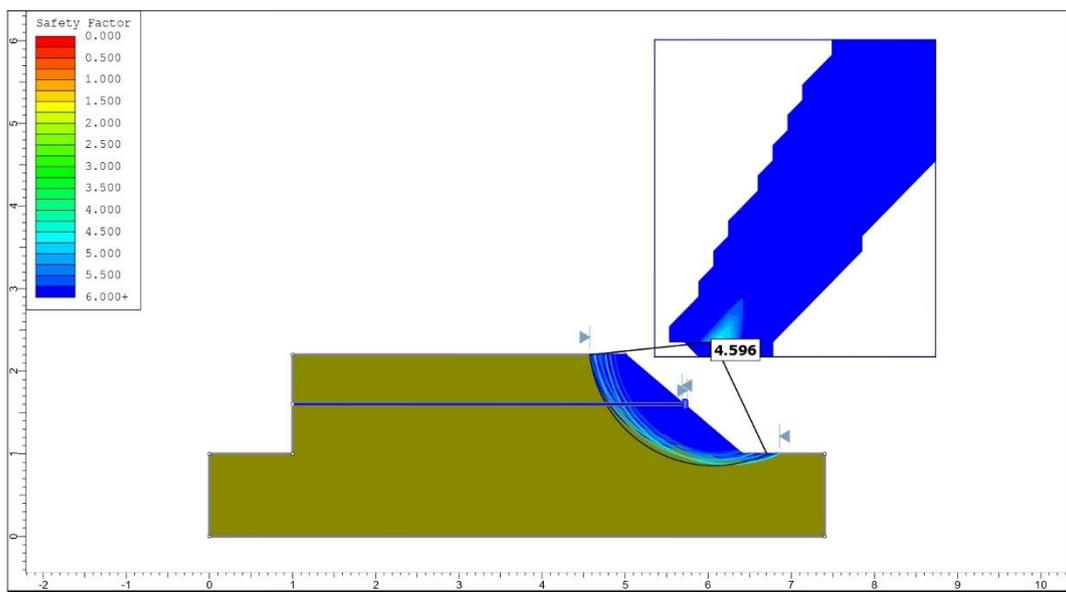


Figura 6.70: Rilevato B scenario o.

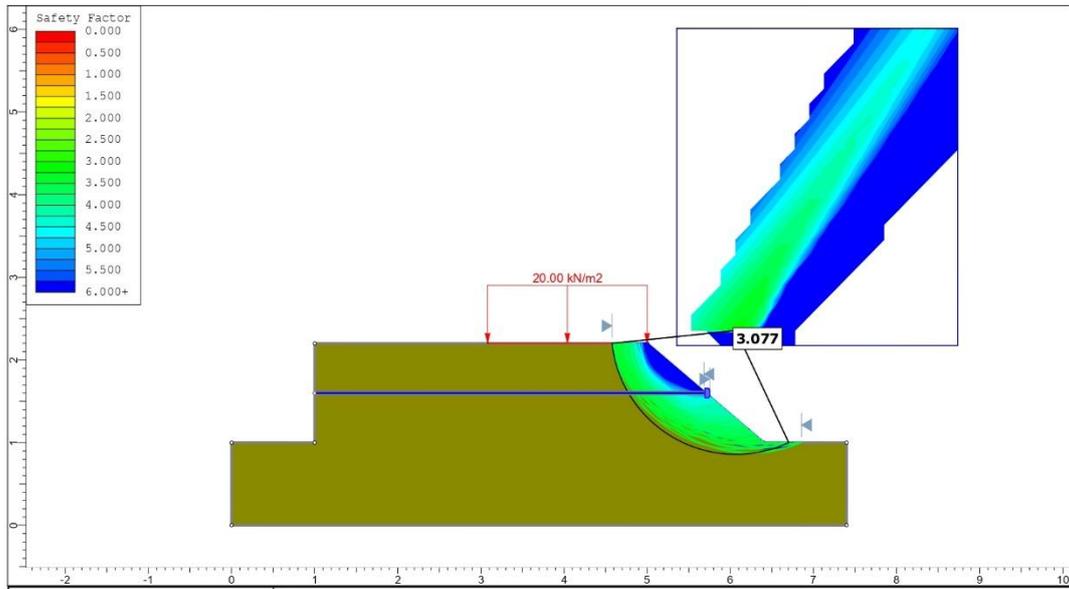


Figura 6.71: Rilevato B scenario p.

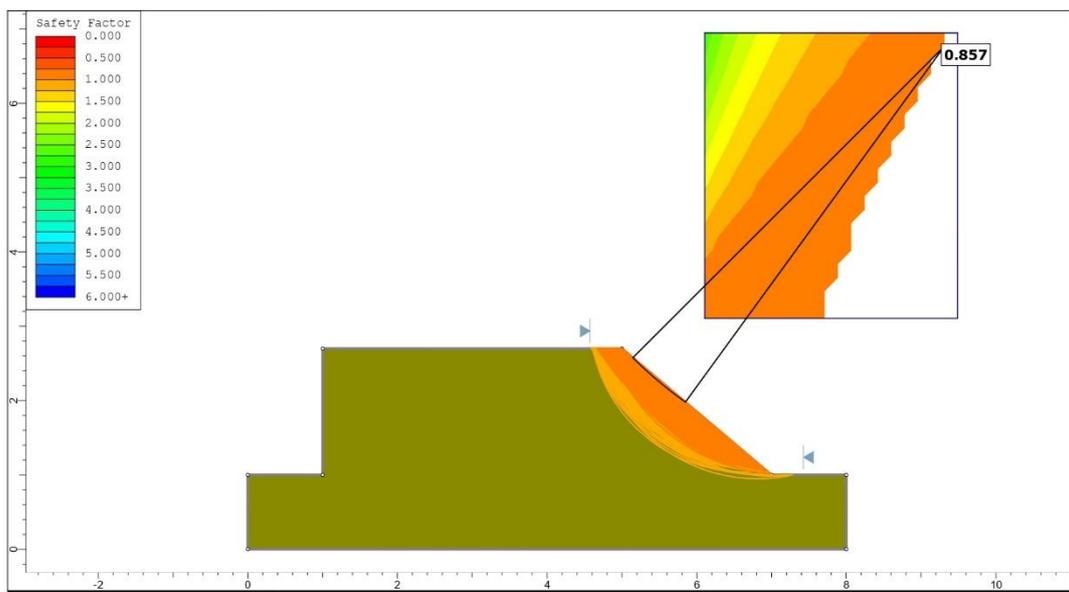


Figura 6.72: Rilevato B scenario q.

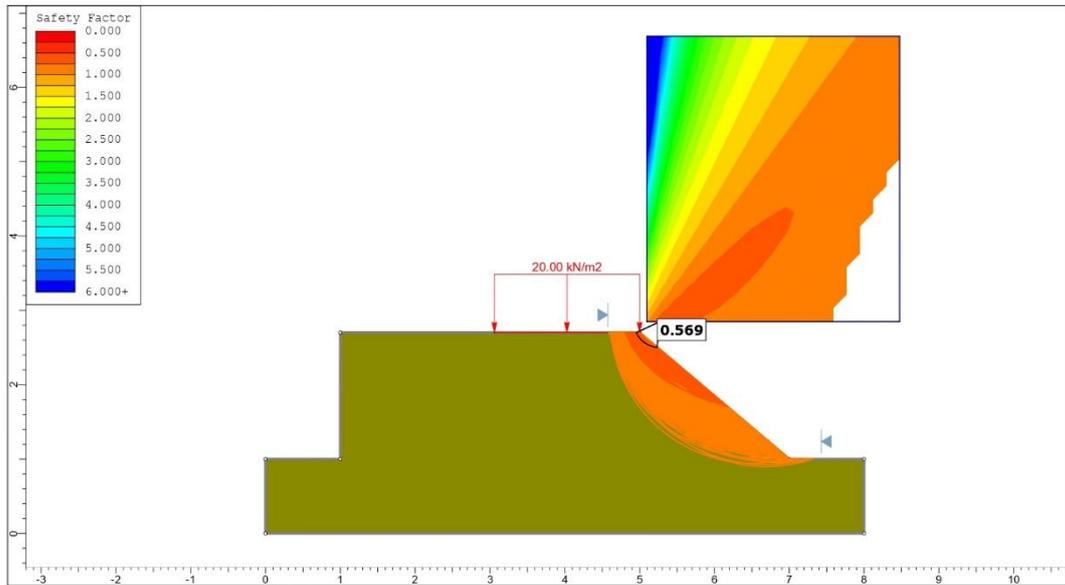


Figura 6.73: Rilevato B scenario r.

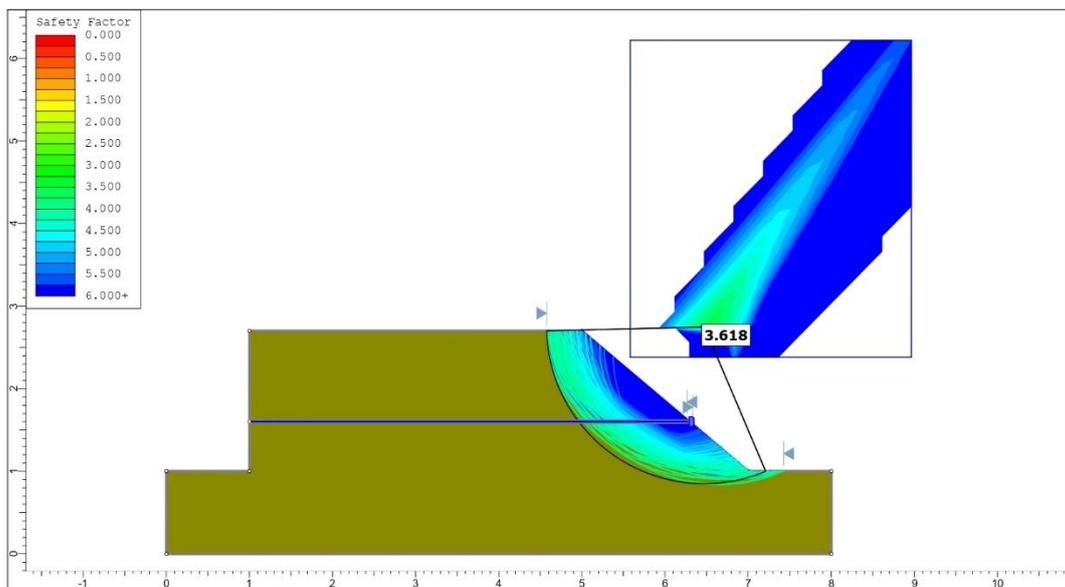


Figura 6.74: Rilevato B scenario s.

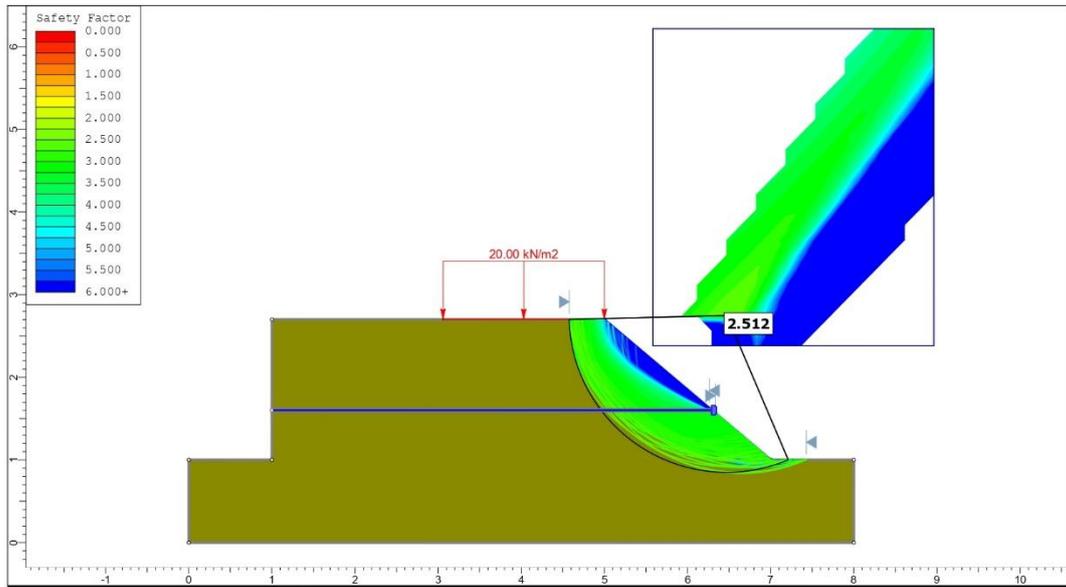


Figura 6.75: Rilevato B scenario t.

Tabella 6.10: Valori minimi del Fattore di Sicurezza per i diversi scenari del Rilevato B

Rilevato B	Scenario	Rinforzo	Carico centrale (kN/m ²)	Carico laterale (kN/m ²)	Altezza (m)	Inclinazione scarpata (°)	FS minimo
	a	☒	☒	☒	2,2	35	1,032
	b	☒	✓	☒	2,2	35	1,032
	c	✓	☒	☒	2,2	35	4,062
	d	✓	✓	☒	2,2	35	4,062
	a	☒	☒	☒	2,2	35	1,032
	e	☒	☒	✓	2,2	35	0,817
	c	✓	☒	☒	2,2	35	4,062
	f	✓	☒	✓	2,2	35	3,009
	g	☒	☒	☒	2,7	35	1,028
	h	☒	☒	✓	2,7	35	0,795
	i	✓	☒	☒	2,7	35	3,604
	l	✓	☒	✓	2,7	35	2,553
	m	☒	☒	☒	2,2	40	0,851
	n	☒	☒	✓	2,2	40	0,554
	o	✓	☒	☒	2,2	40	4,596
	p	✓	☒	✓	2,2	40	3,077
	q	☒	☒	☒	2,7	40	0,857
	r	☒	☒	✓	2,7	40	0,569
	s	✓	☒	☒	2,7	40	3,618
t	✓	☒	✓	2,7	40	2,512	

Nei vari scenari presi in considerazione sono stati fatti variare la posizione del carico, da centrale a laterale, lo spessore di materiale al di sopra della geogriglia e l'inclinazione della scarpata.

- Il carico, di 20 kN/m² quindi 2 ton/m², posizionato centralmente, ha un'influenza trascurabile sulla stabilità del rilevato, come si può notare dai FS determinati nello scenario a e b in cui il FS non ha subito nessuna variazione. Il carico posizionato lateralmente, al contrario, ha un effetto rilevante, osservabile tra lo scenario a ed e, rendendo il pendio instabile con FS, scenario e, inferiore a 1.

- Come nel caso del Rilevato A, l'aumento dello spessore di materiale al di sopra della geogriglia, differenza dei valori di FS tra scenario e ed h, ha prodotto una diminuzione del FS.
- Anche in questo caso, a parità di altezza del rilevato, modificando l'angolo di inclinazione della scarpata, avviene un'ulteriore riduzione del fattore di sicurezza minimo rilevato, come osservabile nei rilevati h ed r.
- Come evidenziato precedentemente, possiamo affermare che la presenza del rinforzo aumenta la stabilità del pendio, come dimostrano ampiamente la differenza di valori del FS tra gli scenari n e p, ed r e t.

6.3.3 Risultati e discussione degli scenari inerenti il Rilevato C

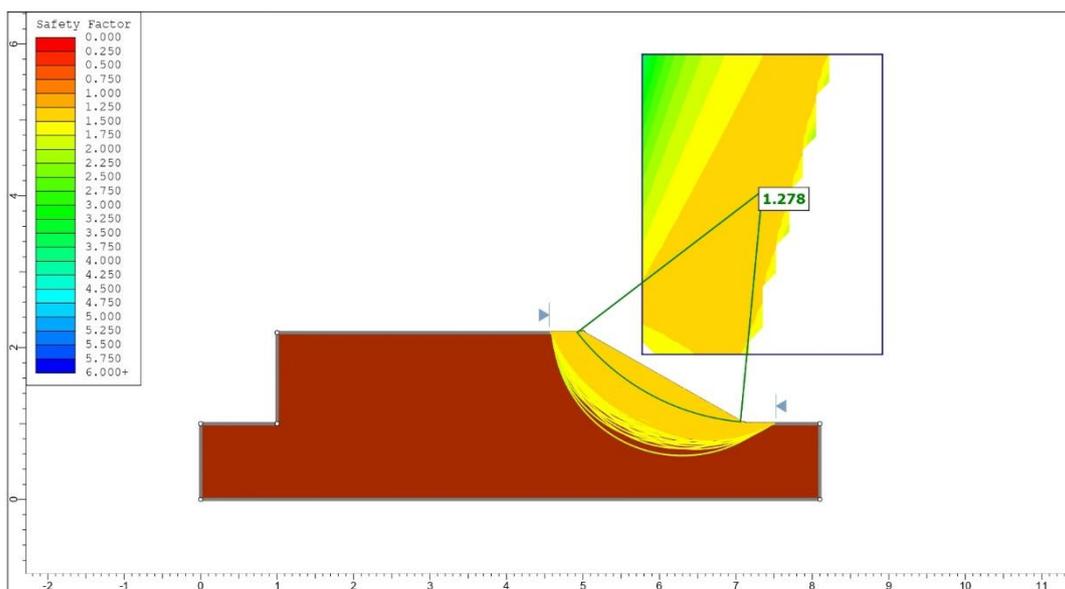


Figura 6.76: Rilevato C scenario a.

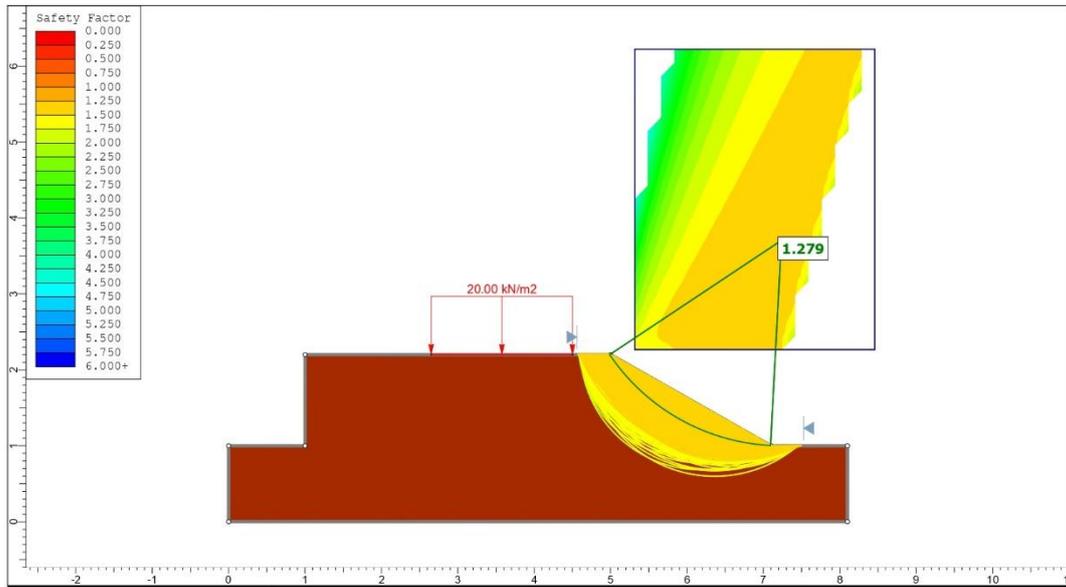


Figura 6.77: Rilevato C scenario b.

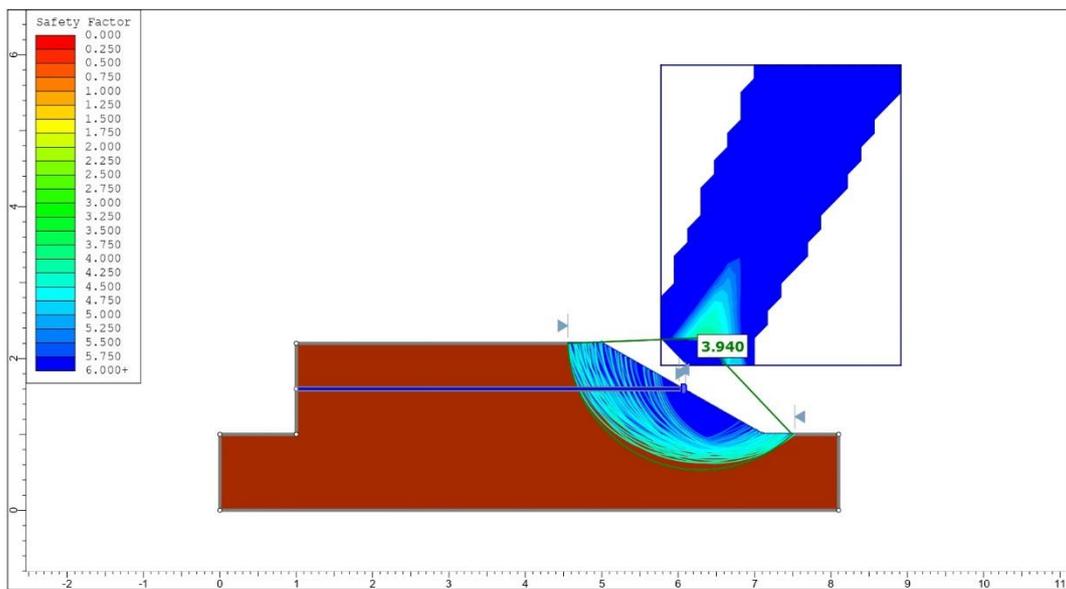


Figura 6.78: Rilevato C scenario c.

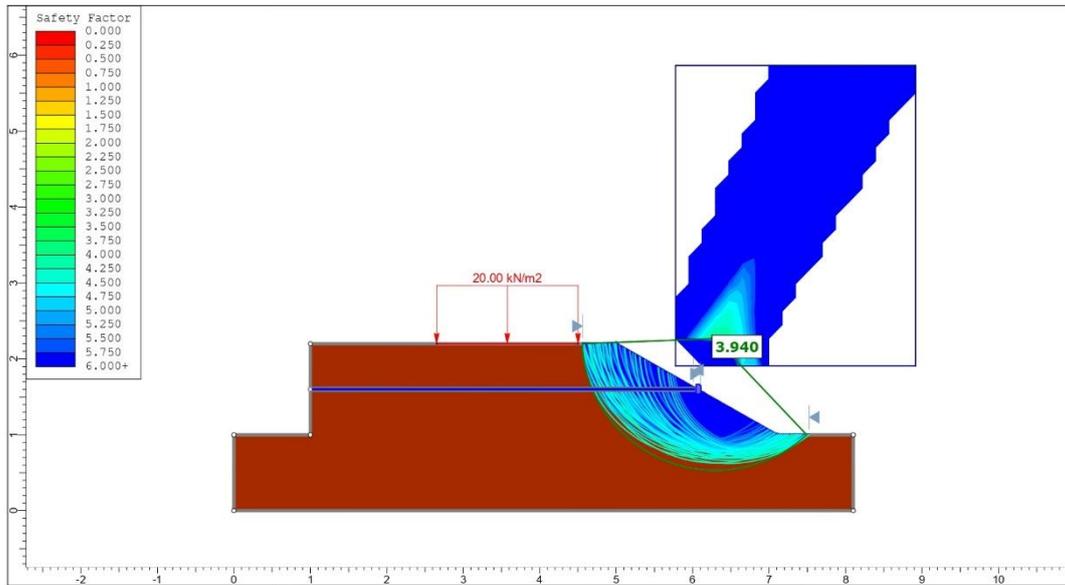


Figura 6.79: Rilevato C scenario d.

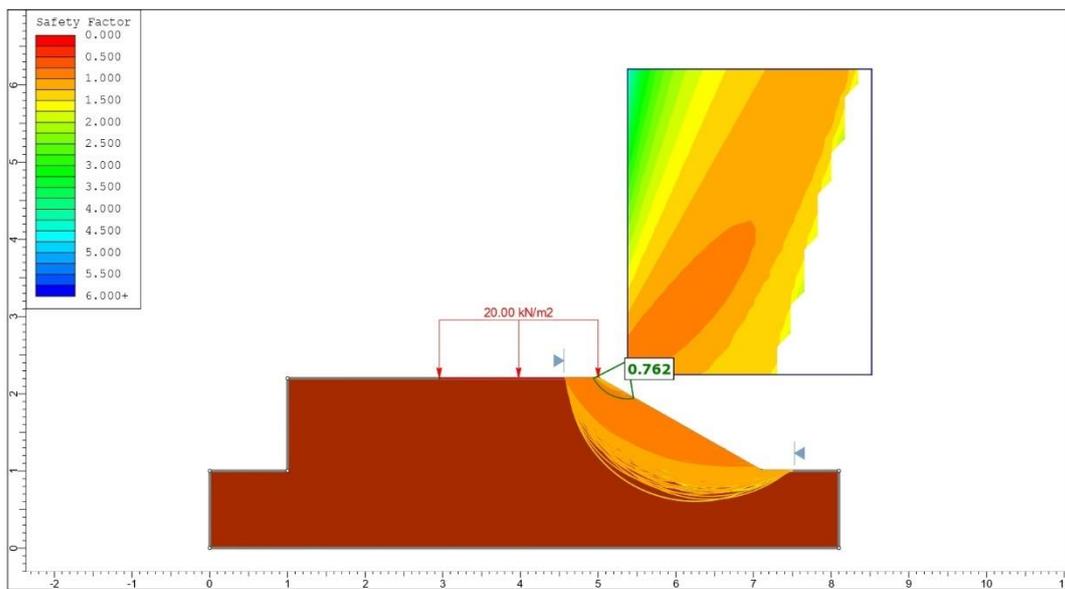


Figura 6.80: Rilevato C scenario e.

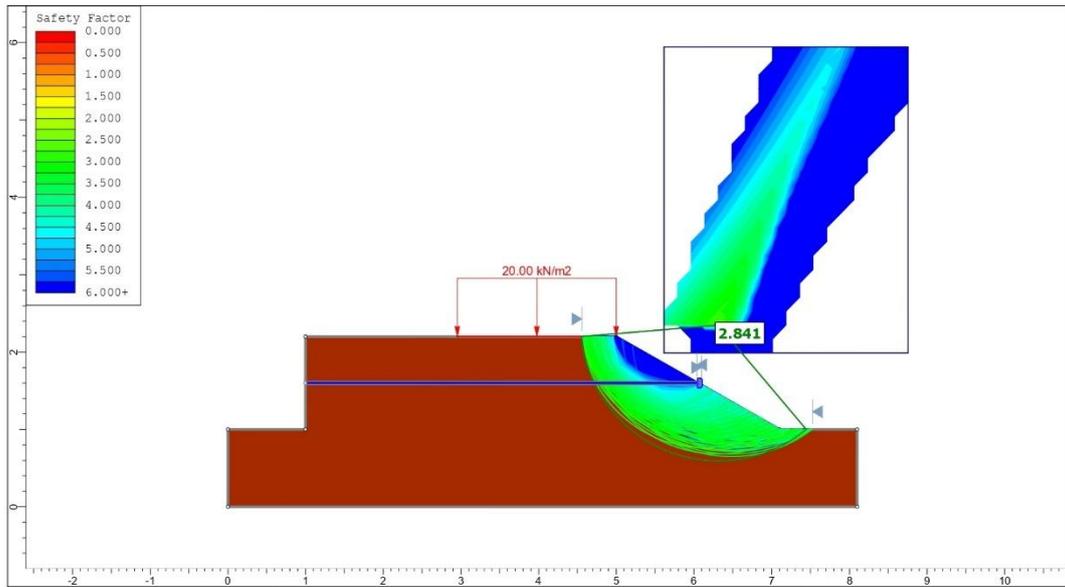


Figura 6.81: Rilevato C scenario f.

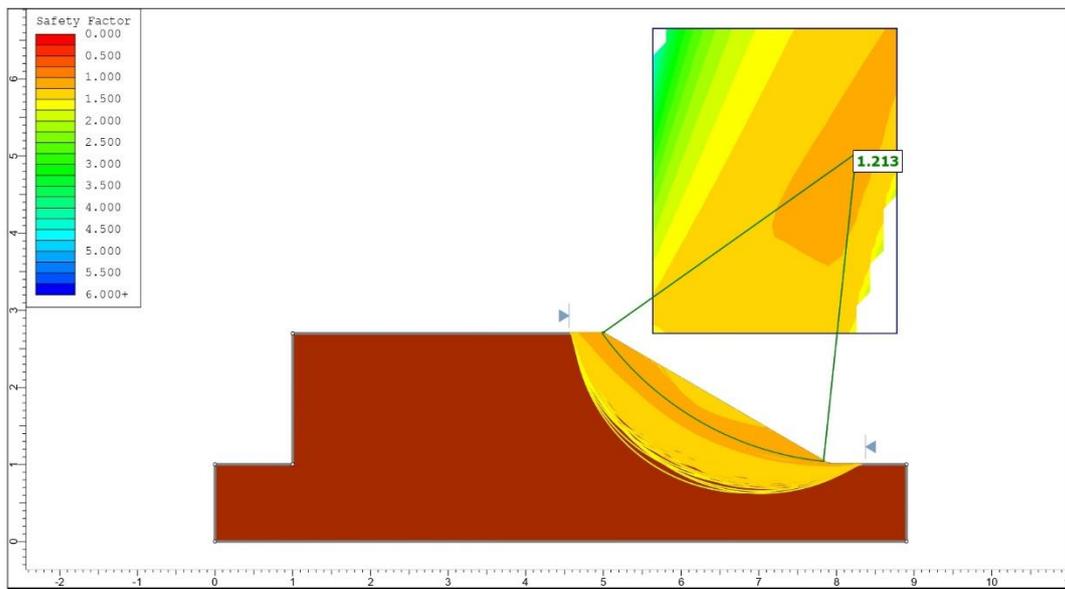


Figura 6.82: Rilevato C scenario g.

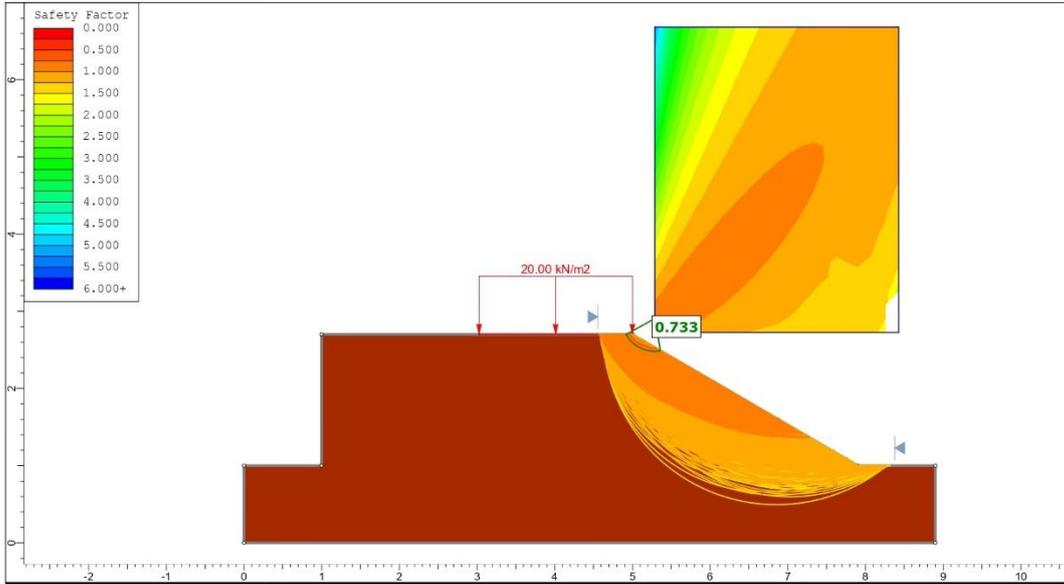


Figura 6.83: Rilevato C scenario h.

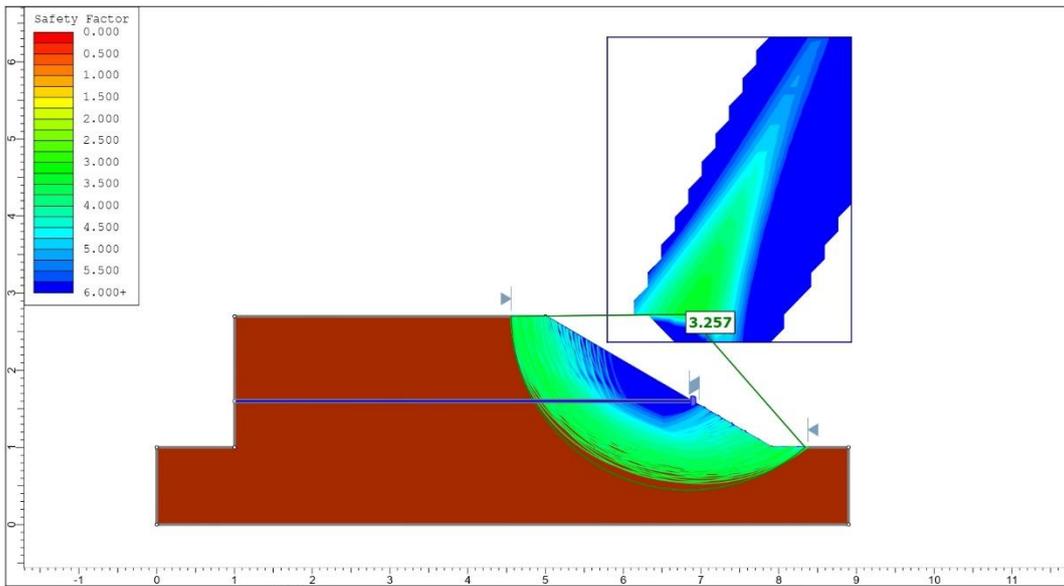


Figura 6.84: Rilevato C scenario i.

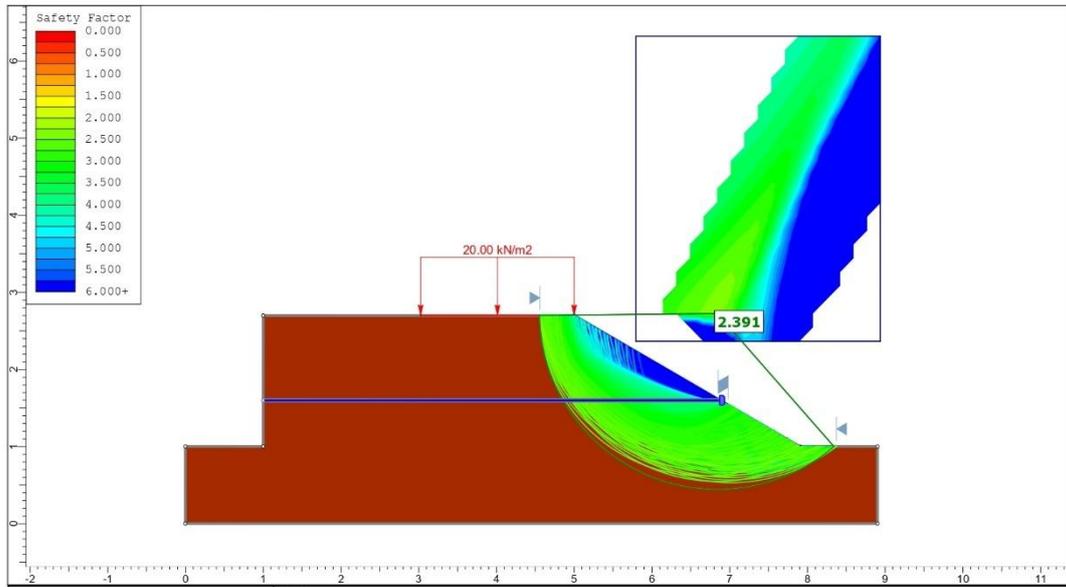


Figura 6.85: Rilevato C scenario I.

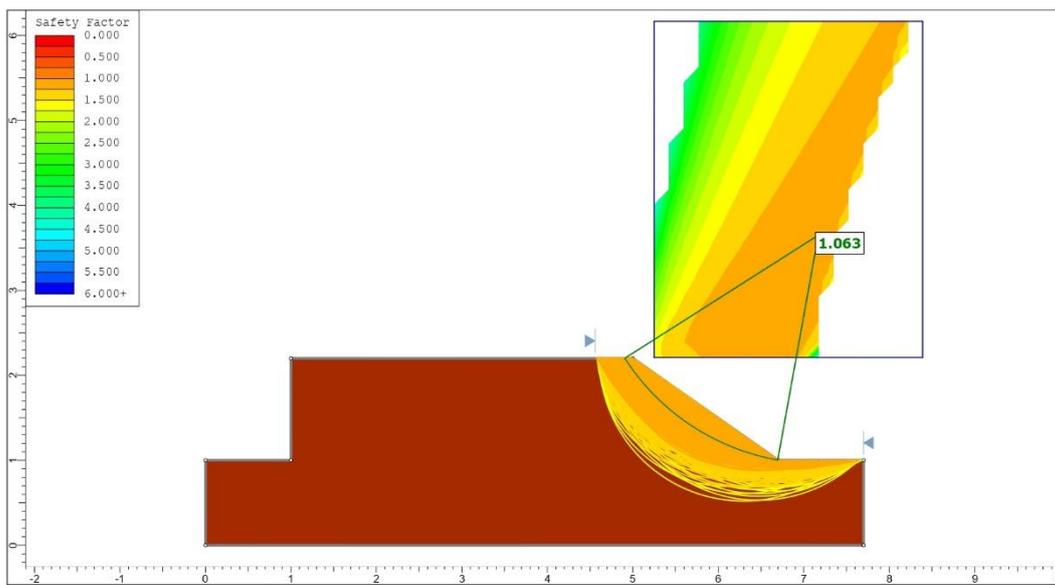


Figura 6.86: Rilevato C scenario m.

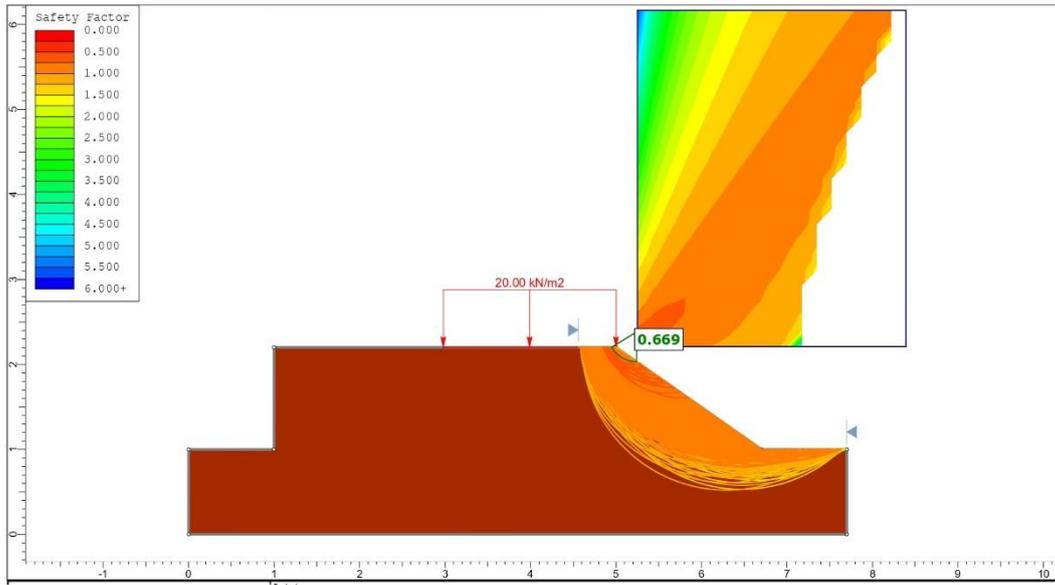


Figura 6.87: Rilevato C scenario n.

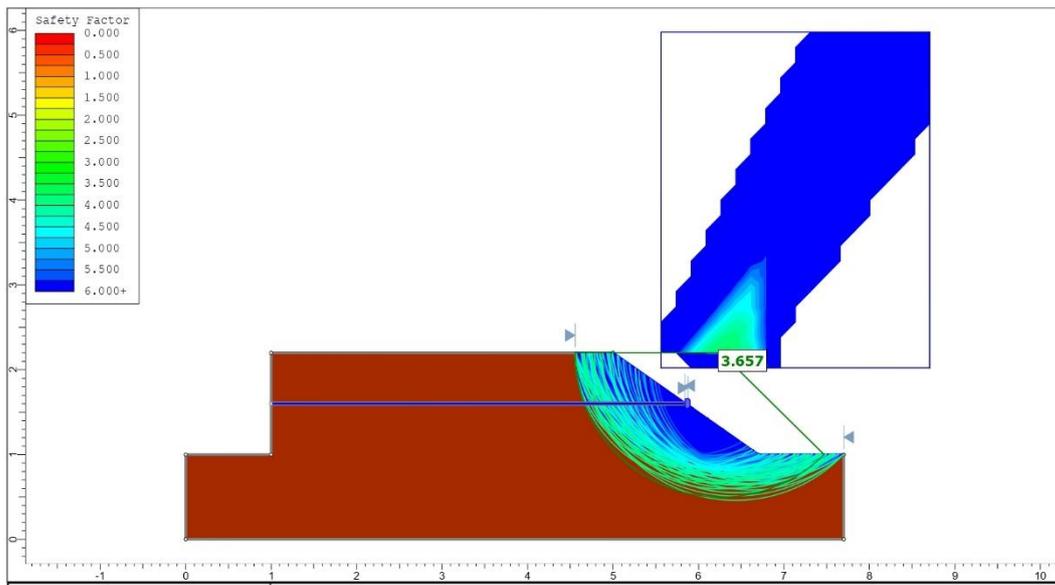


Figura 6.88: Rilevato C scenario o.

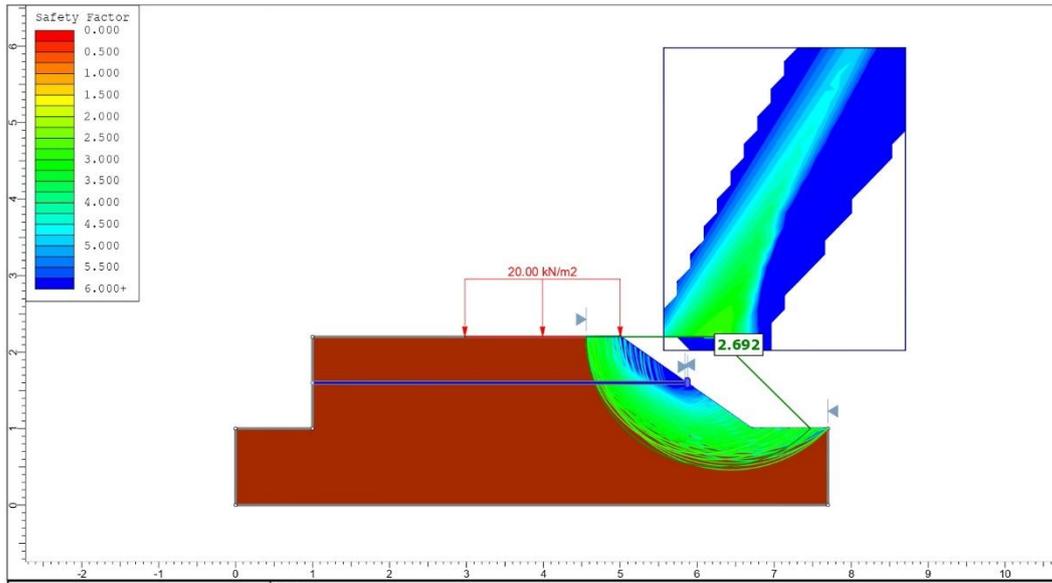


Figura 6.89: Rilevato C scenario p.

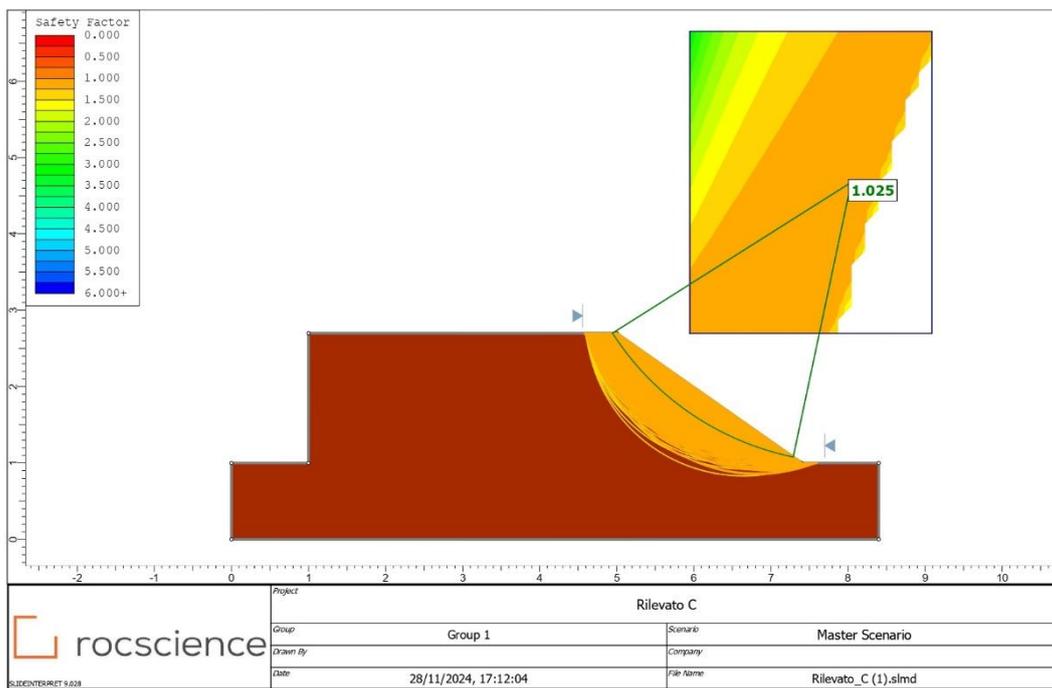


Figura 6.90: Rilevato C scenario q.

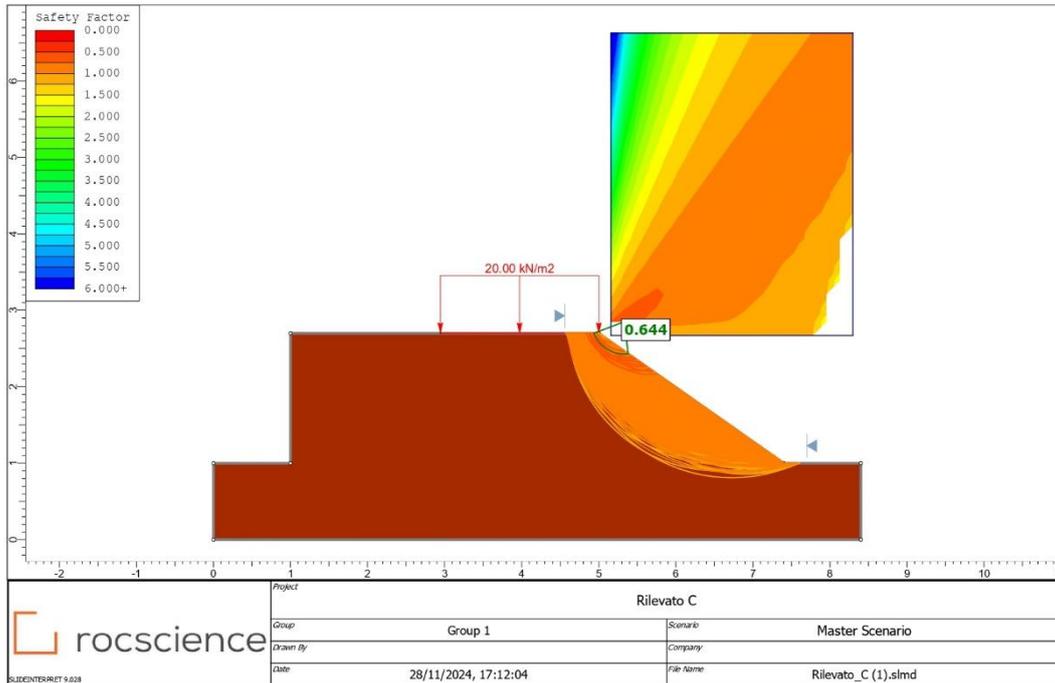


Figura 6.91: Rilevato C scenario r.

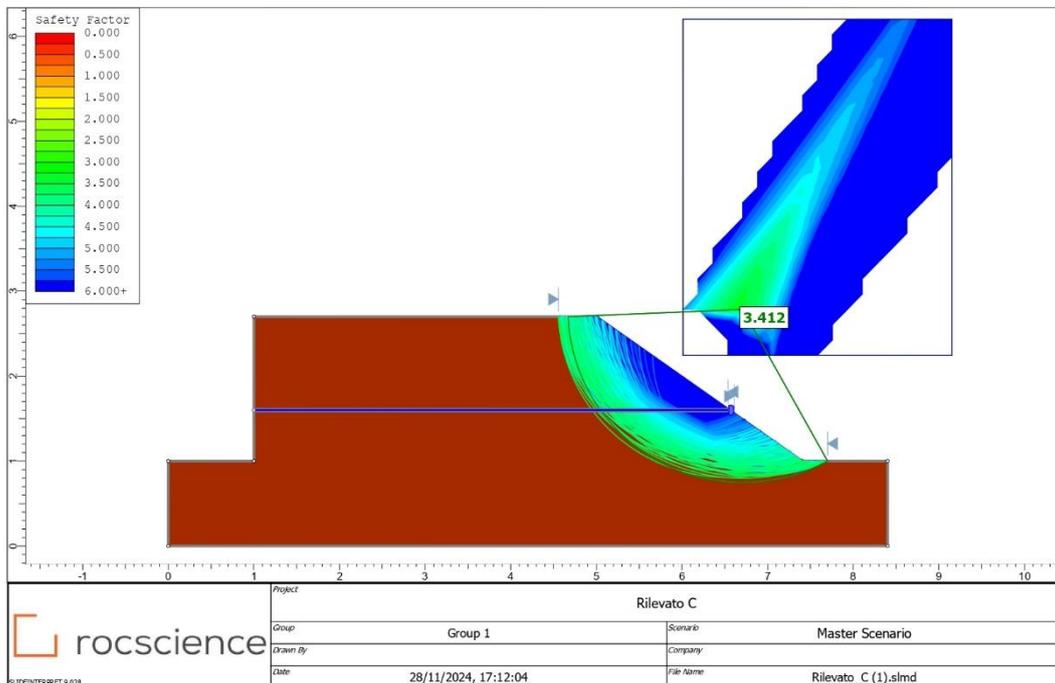


Figura 6.92: Rilevato C scenario s.

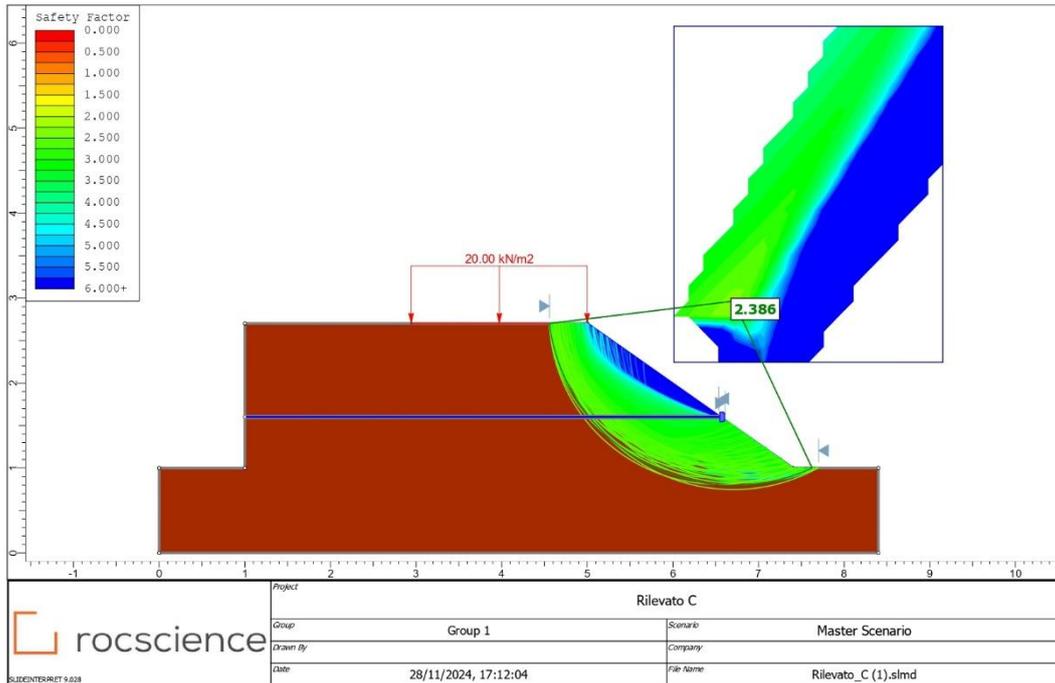


Figura 6.93: Rilevato C scenario t.

Tabella 6.11: Valori minimi del Fattore di Sicurezza per i diversi scenari del Rilevato C

Rilevato C	Scenario	Rinforzo	Carico centrale (kN/m ²)	Carico laterale (kN/m ²)	Altezza (m)	Inclinazione scarpata (°)	FS minimo
	a	☒	☒	☒	2,2	30	1,278
	b	☒	✓	☒	2,2	30	1,279
	c	✓	☒	☒	2,2	30	3,940
	d	✓	✓	☒	2,2	30	3,940
	a	☒	☒	☒	2,2	30	1,278
	e	☒	☒	✓	2,2	30	0,762
	c	✓	☒	☒	2,2	30	3,940
	f	✓	☒	✓	2,2	30	2,841
	g	☒	☒	☒	2,7	30	1,213
	h	☒	☒	✓	2,7	30	0,733
	i	✓	☒	☒	2,7	30	3,257
	l	✓	☒	✓	2,7	30	2,391
	m	☒	☒	☒	2,2	35	1,063
	n	☒	☒	✓	2,2	35	0,669
	o	✓	☒	☒	2,2	35	3,657
	p	✓	☒	✓	2,2	35	2,692
	q	☒	☒	☒	2,7	35	1,015
	r	☒	☒	✓	2,7	35	0,644
s	✓	☒	☒	2,7	35	3,412	
t	✓	☒	✓	2,7	35	2,386	

Nei vari scenari presi in considerazione sono stati fatti variare la posizione del carico, da centrale a laterale, lo spessore di materiale al di sopra della geogriglia e l'inclinazione della scarpata. Attraverso la modellazione del Rilevato C abbiamo ottenuto risultati pressoché identici rispetto a quelli ottenuti precedentemente.

Il minimo valore del Fattore di Sicurezza, FS minimo, è stato determinato nello scenario n del Rilevato B. Possiamo notare che il parametro che ha indotto tale instabilità sia stato l'inclinazione della scarpata. Nonostante questo, l'inserimento di un singolo strato

di rinforzo geosintetico ha permesso di raggiungere una condizione di stabilità, come mostrato successivamente nello scenario p del Rilevato B.

Le verifiche di stabilità illustrate sono state svolte utilizzando parametri caratteristici, in quanto si ricerca la comparazione tra i diversi scenari, al fine di comparare l'efficacia dell'inserimento della geogriglia di rinforzo. L'applicazione della fattorizzazione, ad esempio utilizzando le N.T.C 2018, l'inserimento di un grado di saturazione e la sismica producono ovviamente la variazione dei fattori di sicurezza, ma non tale da alterare l'effetto stabilizzante delle geogriglie nei vari scenari e quindi la validità della sua prestazione.

7 Conclusioni

L'impiego di materiali riciclati derivati dai rifiuti di costruzione e demolizione (C&D) si sta affermando come un'alternativa sostenibile alle risorse naturali, rappresentando una soluzione efficace per mitigare l'impatto ambientale in Italia ed in Europa. Attualmente, numerosi studi si concentrano sull'utilizzo di questi materiali riciclati come aggregati sostitutivi in vari ambiti dell'ingegneria geotecnica, inclusi progetti che prevedono l'uso di strutture rinforzate con geosintetici, paramassi e di contenimento.

Per ogni tipologia di riuso vi è la necessità di un riscontro tramite parametri tecnici finalizzati alle prestazioni in opera. Sono da verificare, per quanto concerne il materiale geosintetico, la durabilità ed il danneggiamento, mentre per il materiale C&D è necessario controllare che non ci siano effetti dannosi dovuti alla presenza di materiali assorbenti, esempio eccessivi quantitativi di laterizi, o aggregati poco consistenti e/o gelivi.

La tesi si è posta l'obiettivo di approfondire la conoscenza dei materiali geosintetici, con particolare attenzione alle geogriglie. Sono state esaminate le loro proprietà meccaniche e fisiche, le modalità di progettazione e le soluzioni tecnologiche attualmente disponibili sul mercato. Un'altra parte della ricerca è stata dedicata ai rifiuti da costruzione e demolizione, concentrandosi sulla normativa vigente, la loro caratterizzazione e il potenziale utilizzo nell'ingegneria geotecnica e ambientale.

La finalità dello studio sperimentale ha riguardato l'interazione tra una specifica geogriglia e una selezione il materiale di riempimento derivante da attività di demolizione e costruzione, attraverso l'esecuzione di diversi test di sfilamento, eseguiti su geogriglia, XGRID PET C 0 110/20, incorporata in tre rilevati costituiti ognuno da aggregati di diversa pezzatura.

I risultati ottenuti, illustrati e discussi nel paragrafo 6.2, mostrano come un aspetto fondamentale da tenere in considerazione per lo studio dell'interazione tra geogriglia e

materiale di riempimento, sia la prestazione della geogriglia in termini di stabilità dimensionale, in quanto la prevalenza della resistenza dei filamenti longitudinali della geogriglia ha dimostrato potenzialità e limiti della sua applicabilità. Durante lo studio è stato infatti osservato il contributo di quelli trasversali dal punto di vista geometrico, mentre quelli longitudinali hanno fornito il contributo resistente grazie all'ingranamento con i frammenti detritici. Particolare cura, per questa tipologia di geogriglia, va riposta nella messa in opera al fine di non alterare la geometria delle singole maglie.

Un ruolo fondamentale durante i test eseguiti, è stato sicuramente il metodo di clamping. Il valore di picco della forza di estrazione applicata, prima della rottura della geogriglia, risulta infatti fortemente correlato a quest'ultimo. Tra i test A ed i test B, passaggio in cui il sistema è stato modificato, notiamo infatti un aumento medio del valore di picco raggiunto, di circa l'80 %, da 25 kN/m a 45 kN/m.

Confrontando poi, i grafici forza spostamento, ottenuti in studi condotti da altri autori, con quelli ottenuti in campo, è possibile notare come i metodi di prova giochino un ruolo fondamentale nella precisione e nella significatività dei risultati conseguiti. Nonostante il procedimento di prova da noi utilizzato sia stato speditivo, i valori ottenuti, in particolare nei Test B e C, sono simili, se non confrontabili, con quelli trovati in letteratura, dimostrando il possibile utilizzo degli aggregati C&D per la formazione di rilevati rinforzati.

È importante sottolineare che, pur evidenziando la fattibilità dell'impiego di materiali riciclati provenienti da demolizioni e costruzioni (C&D) nella realizzazione di strutture rinforzate con geogriglie, con chiari vantaggi in termini di sostenibilità e tutela ambientale, i risultati dello studio sono circoscritti ai materiali impiegati e ai metodi adottati.

Lo studio si è poi concentrato sul confrontare l'influenza della geogriglia sulla stabilità di pendio, indagando diversi possibili scenari.

Utilizzando il software SLIDE2, sono stati modellati i tre rilevati, ipotizzando diversi scenari, facendo variare la posizione di un possibile carico uniformemente distribuito di 20 kN/m^2 , da centrale a laterale, lo spessore di materiale al di sopra della geogriglia e l'inclinazione della scarpata.

I risultati ottenuti, in tutti i possibili casi analizzati, dimostrano come la presenza di un singolo strato della geogriglia utilizzata, XGRID PET C 0 110/20, aumenta considerevolmente la stabilità del scarpata.

8 Indice delle figure

Figura 1.1: Geosintetico con funzione di separazione	5
Figura 1.2: Geosintetico con funzione di filtrazione. (After Dispense S.Jaswant Kumar, 2014).....	6
Figura 1.3: Geosintetico con funzione di rinforzo. (After Dispense S.Jaswant Kumar, 2014).....	6
Figura 1.4: Geosintetico con funzione anti erosiva. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)	7
Figura 1.5: Geotessile in PP/PE.....	8
Figura 1.6: Georete.....	9
Figura 1.7: Geomembrane.....	9
Figura 1.8: Rivestimenti geosintetici di argilla.....	10
Figura 1.9: Dettaglio del Geofoam (a) e illustrazione di un possibile utilizzo (b).....	10
Figura 1.10: Geocomposito drenante.....	11
Figura 2.1: Geogriglia unidirezionale.....	14
Figura 2.2: (a) Geogriglia bi-direzionale e (b) tri-direzionale	14
Figura 2.3: Configurazione del test e procedura per la valutazione della resistenza al taglio di interfaccia che coinvolge geogriglie. (Koerner, 2005).....	20
Figura 2.4: Provino di terreno soggetto alla prova di taglio in assenza di rinforzo (a) ed in presenza di rinforzo (b). (Nart, 2007).....	22
Figura 2.5: Meccanismi coinvolti nella resistenza di ancoraggio del geogriglia. (Koerner, 2005).....	23
Figura 2.6: Diagrammi di una box per la valutazione del comportamento di ancoraggio delle geogriglie. (After Koerner, 2005).....	26
Figura 2.7: Risultati di alcune prove di sfilamento della geogriglia in una sabbia di calcestrutto ben classificata con uno sforzo normale di 69 kPa, una velocità di sfilamento di 1,5 mm/min e una lunghezza della geogriglia di 0,92 m. (After Koerner, 2005)	27
Figura 2.8: Trasferimento delle sollecitazioni da attrito tra il terreno e il geosintetico. (FHWA-NHI-10-024, 2009).....	28

Figura 2.9: Resistenza passiva del terreno e da attrito sulle superfici del rinforzo. (FHWA-NHI-10-024, 2009)	28
Figura 2.10: Illustrazione del Cerchio di Mohr con coesione apparente nel caso di terreno rinforzato. (After Nart, 2007)	31
Figura 2.11: Tipologie di interazione tra il rinforzo sintetico e il terreno. (After Nart, 2007)	33
Figura 2.12: Modello di funzionamento di una geogriglia. (After Nart, 2007).....	34
Figura 2.13: Cedimento del terreno di fondazione con un singolo strato di rinforzo. (After Michalovski, 2015).....	40
Figura 2.14: Aumento della capacità portante in funzione del rinforzo. (After Michalovski, 2015).....	41
Figura 2.15: L'incremento della capacità portante in relazione alla profondità del rinforzo (con un singolo strato). (After Michalovski, 2015)	42
Figura 2.16: Profondità consigliata per un singolo strato di armatura. (After Michalovski, 2015).....	42
Figura 2.17: Coefficienti M in funzione dell'angolo di attrito ϕ . (After Michalovski, 2015)	43
Figura 2.18: Coefficiente M_p in funzione dell'angolo di attrito ϕ . (After Michalovski, 2015).....	44
Figura 2.19: Incremento della capacità portante in funzione della distanza tra gli strati di armatura. (After Michalovski, 2015)	45
Figura 2.20: Spaziatura raccomandata: (a) due strati, (b) tre strati di rinforzo; (After Michalovski, 2015).....	46
Figura 2.21: Cedimento del terreno di fondazione: Meccanismo (a) e Odografo (b). (After Michalovski, 2015).....	48
Figura 2.22: Pendio rinforzato. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)	50
Figura 2.23: Definizioni e parametri per pendii ripidi rinforzati. (After Jewell, 1990) ...	51
Figura 2.24: Rilevati in terra rinforzata con varie inclinazioni. (After Jewell, 1990)	51
Figura 2.25: Grafico 1. (After Jewell, 1990)	54
Figura 2.26: Grafico 2. (After Jewell, 1990)	55

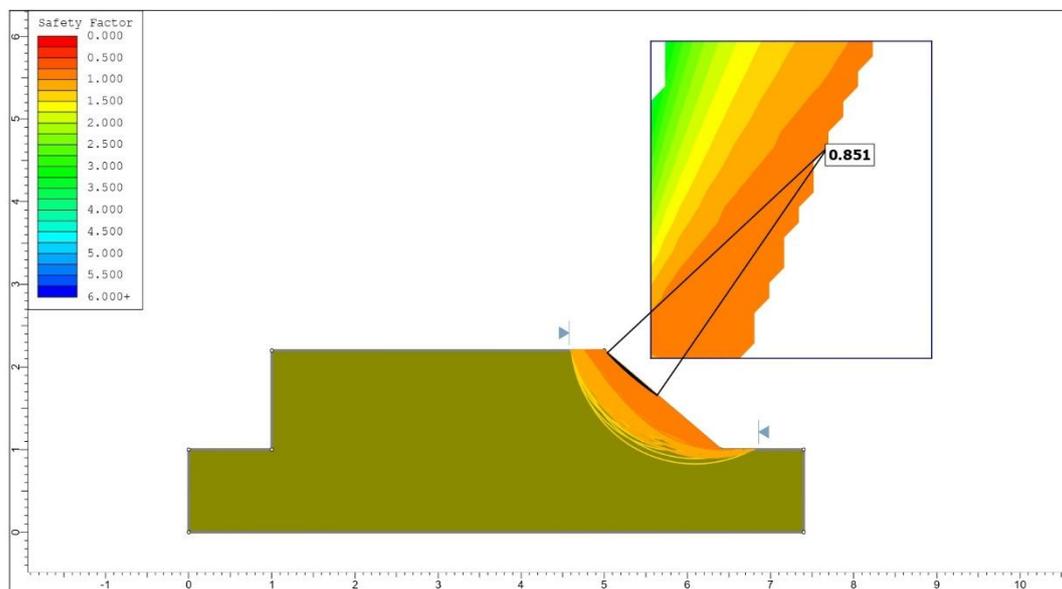
Figura 2.27: Grafico 3. (After Jewell, 1990)	56
Figura 2.28: Inviluppi di (a) Tensione massima richiesta e (b) Tensione minima disponibile in un pendio ripido rinforzato. (After Jewell, 1990)	60
Figura 2.29: Sollecitazione richiesta di progetto. (After Jewell, 1990)	62
Figura 2.30: Lunghezza di progetto del rinforzo. (After Jewell, 1990)	62
Figura 2.31: Spaziatura di progetto del rinforzo. (After Jewell, 1990)	63
Figura 2.32: Analisi esterna: pressioni nominali del terreno; pendenza orizzontale posteriore con sovraccarico da traffico. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)	64
Figura 2.33: Elementi della progettazione di muri rinforzati con geogriglie (o geotessili). (Dispense, Oggeri)	66
Figura 2.34: Risultati ottenuti mediante un software per la verifica a stabilità globale.	70
Figura 2.35: Illustrazione grafica della posizione della superficie potenziale per la progettazione della stabilità interna delle pareti MSE per rinforzi inestensibili	72
Figura 2.36: Illustrazione grafica della posizione della superficie potenziale per la progettazione della stabilità interna delle pareti MSE per rinforzi estensibili. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)	72
Figura 2.37: Calcolo della pressione verticale nominale nella zona resistente. (After FHWA-NHI-10-024, 2009)	75
Figura 3.1: Geogriglia monoassiale di rinforzo	80
Figura 3.2: Possibili soluzioni tecnologiche proposte da Maccaferri	81
Figura 3.3: Preparazione del piano di posa	82
Figura 3.4: Montaggio del sistema	83
Figura 3.5: Riempimento e compattazione	84
Figura 3.6: Esempi di utilizzo del sistema Tenax Rivel	84
Figura 3.7: Soluzioni con facciate vegetate;	85
Figura 3.8: Soluzioni senza facciate vegetate;	86
Figura 3.9: Combinazione delle soluzioni mostrate in fig. 3.6 e 3.7;	86
Figura 3.10: Esempio di applicazione sistema TensarTech NaturalGreen	87
Figura 3.11: Tipica sezione utilizzando TensarTech SLIPREPAIR	88
Figura 3.12: Principio di base delle terre rinforzate,	89

Figura 3.13: Schema delle componenti base di un muro MSE GeoTrel;.....	90
Figura 5.1: Distribuzione percentuale della produzione complessiva di rifiuti speciali per settore economico, anno 2022.	101
Figura 6.1: Aggregato 15-30 millimetri in mucchio (sinistra) e Terra in mucchio (destra)	109
Figura 6.2: Aggregato 0-80 millimetri in mucchio.	109
Figura 6.3: Setacci utilizzati per la vagliatura meccanica dei campioni (sinistra) e varie frazioni dei campioni inserite nel forno per l'essiccazione.	110
Figura 6.4: Curva granulometrica campione MIX Terra/15-30.	112
Figura 6.5: Curva granulometrica campione Terra.....	112
Figura 6.6: Costipamento del materiale	114
Figura 6.7: Rimozione del collare e livellazione del terreno in sommità a sinistra. Pesatura del campione costipato a destra.	114
Figura 6.8: Curva di costipamento.....	115
Figura 6.9: Cucchiaino di Casagrande utilizzato per la determinazione del limite liquido.	116
Figura 6.10: Diagramma semilogaritmico per la determinazione del contenuto Liquido	117
Figura 6.11: Realizzazione bastoncini per la determinazione del limite plastico.....	118
Figura 6.12: Geogriglia XGRID PET C 0 110/20.	119
Figura 6.13: Preparazione e predisposizione del piazzale per futura realizzazione dei rilevati.....	121
Figura 6.14: Compattazione mediante rullo vibrante	122
Figura 6.15: Preparazione geogriglie in strisce 1x4 metri	122
Figura 6.16: A sinistra ultimazione del rilevato A. A destra immagine del rilevato A concluso.....	123
Figura 6.17: Stesura e ricoprimento della geogriglia nel rilevato B	123
Figura 6.18: Cella di carico.....	124
Figura 6.19: Trasduttore per misurare lo spostamento	125
Figura 6.20: Data logger MP6 Plus	125

Figura 6.21: Escavatore utilizzato per l'applicazione della forza.....	126
Figura 6.22: Collegamento per la trasmissione della forza	126
Figura 6.23: Collegamento alla barra di acciaio tramite legatura dei filamenti longitudinali.....	127
Figura 6.24: Prova di sfilamento B1; La foto mostra l'istante prima dell'inizio dell'applicazione della forza	128
Figura 6.25: Prova di sfilamento B1; Si nota lo spostamento della barra e della geogriglia, a causa del parziale sfilamento della seconda	128
Figura 6.26: Prova di sfilamento B1; Lo sfilamento della geogriglia è maggiore rispetto all'istante fotografato precedentemente. Si notano ora facilmente gli aggregati costituenti il rilevato fuoriuscire sopra il rinforzo.....	129
Figura 6.27: Prova di sfilamento B1; Rottura per strappo dei filamenti longitudinali della geogriglia	129
Figura 6.28: Diagramma forza - spostamento Prova A1a	130
Figura 6.29: Diagramma forza - spostamento Prova A1b	130
Figura 6.30: Diagramma forza - spostamento Prova A1c.....	131
Figura 6.31: Diagramma forza - spostamento Prova A2a	131
Figura 6.32: Diagramma forza - spostamento Prova A2b	132
Figura 6.33: Diagramma forza - spostamento Prova B1.....	132
Figura 6.34: Diagramma forza - spostamento Prova B2.....	133
Figura 6.35: Diagramma forza - spostamento Prova C1.....	133
Figura 6.36: Schema di una scatola per prove di sfilamento con le piastre di serraggio. (After Farrag et al., 1993)	135
Figura 6.37: Immagine di dettaglio di Clamping plates. (After Aram Lee et al., 2021)	135
Figura 6.38: Diagrammi forza-spostamento di confronto. After Castorina S.V. et al., 2020)	136
Figura 6.39: Apparecchiatura utilizzata da Castorina S.V. et al. per prove di pullout. (After Castorina S.V. et al., 2020).....	136
Figura 6.40: Rilevato A scenario a.	138
Figura 6.41: Rilevato A scenario b.	138

Figura 6.42: Rilevato A scenario c.....	139
Figura 6.43: Rilevato A scenario d.	139
Figura 6.44: Rilevato A scenario e.	140
Figura 6.45: Rilevato A scenario f.	140
Figura 6.46: Rilevato A scenario g.	141
Figura 6.47: Rilevato A scenario h.	141
Figura 6.48: Rilevato A scenario i.	142
Figura 6.49: Rilevato A scenario l.	142
Figura 6.50: Rilevato A scenario m.	143
Figura 6.51: Rilevato A scenario n.	143
Figura 6.52: Rilevato A scenario o.	144
Figura 6.53: Rilevato A scenario p.	144
Figura 6.54: Rilevato A scenario q.	145
Figura 6.55: Rilevato A scenario r.	145
Figura 6.56: Rilevato A scenario s.....	146
Figura 6.57: Rilevato A scenario t.	146
Figura 6.58: Rilevato B scenario a	148
Figura 6.59: Rilevato B scenario b	149
Figura 6.60: Rilevato B scenario c.....	149
Figura 6.61: Rilevato B scenario d.	150
Figura 6.62: Rilevato B scenario e.	150
Figura 6.63: Rilevato B scenario f.	151
Figura 6.64: Rilevato B scenario g.	151
Figura 6.65: Rilevato B scenario h.	152
Figura 6.66: Rilevato B scenario i.	152

Figura 6.67: Rilevato B scenario I.



..... 153

Figura 6.68: Rilevato B scenario m. 153

Figura 6.69: Rilevato B scenario n. 154

Figura 6.70: Rilevato B scenario o. 154

Figura 6.71: Rilevato B scenario p. 155

Figura 6.72: Rilevato B scenario q. 155

Figura 6.73: Rilevato B scenario r. 156

Figura 6.74: Rilevato B scenario s. 156

Figura 6.75: Rilevato B scenario t. 157

Figura 6.76: Rilevato C scenario a. 159

Figura 6.77: Rilevato C scenario b. 160

Figura 6.78: Rilevato C scenario c. 160

Figura 6.79: Rilevato C scenario d. 161

Figura 6.80: Rilevato C scenario e. 161

Figura 6.81: Rilevato C scenario f. 162

Figura 6.82: Rilevato C scenario g. 162

Figura 6.83: Rilevato C scenario h. 163

Figura 6.84: Rilevato C scenario i. 163

Figura 6.85: Rilevato C scenario l.	164
Figura 6.86: Rilevato C scenario m.	164
Figura 6.87: Rilevato C scenario n.	165
Figura 6.88: Rilevato C scenario o.	165
Figura 6.89: Rilevato C scenario p.	166
Figura 6.90: Rilevato C scenario q.	166
Figura 6.91: Rilevato C scenario r.	167
Figura 6.92: Rilevato C scenario s.	167
Figura 6.93: Rilevato C scenario t.	168

9 Indice delle Tabelle

Tabella 1.1: Identificazione della funzione primaria rispetto al tipo di geosintetico. (After Koerner, 2016).....	12
Tabella 2.1: valori del fattore di riduzione raccomandati per l'uso nell'equazione (2.21) per la determinazione della resistenza a trazione ammissibile delle geogriglie. (After Koerner, 2005).....	37
Tabella 2.2: Riepilogo dei parametri di progettazione per il Pendio. (After Jewell, 1990)	57
Tabella 2.3: Fattori Parziali di Sicurezza. (After Jewell, 1990).....	57
Tabella 2.4: Parametri di Rinforzo e Interazione. (After Jewell, 1990)	57
Tabella 2.5: I fattori di sicurezza per le analisi di stabilità esterna dei muri MSE. (NTC, 2018).....	67
Tabella 2.6: sommario dei risparmi di CO ₂ dal rapporto. (After Koerner, 2016)	77
Tabella 5.1: Produzione di rifiuti speciali dal 2020 al 2022	100
Tabella 5.2: Gestione dei rifiuti speciali recuperati e smaltiti, suddivisi tra rifiuti pericolosi e non pericolosi (in tonnellate), anno 2022.	102
Tabella 6.1: Risultati ottenuti dall'analisi granulometrica su campione MIX Terra/15-30.	110
Tabella 6.2: Risultati ottenuti dall'analisi granulometrica su campione Terra.	111
Tabella 6.3: Caratteristiche dell'apparecchiatura e modalità di esecuzione della prova Proctor	113
Tabella 6.4: Risultati della prova di compattazione Proctor	115
Tabella 6.5: Risultati del test per il limite liquido	117
Tabella 6.6: Risultati del test per il limite liquido	118
Tabella 6.7: Valori del limite liquido, plastico e indice di plasticità	119
Tabella 6.8: Principali proprietà fisiche e meccaniche della geogriglia testata	120
Tabella 6.9: Valori minimi del Fattore di Sicurezza per i diversi scenari del Rilevato A147	
Tabella 6.10: Valori minimi del Fattore di Sicurezza per i diversi scenari del Rilevato B	158

Tabella 6.11: Valori minimi del Fattore di Sicurezza per i diversi scenari del Rilevato C
..... 169

10 Bibliografia

- Berg R., Barry C., Samtani N., 2009 - Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I, FHWA-NHI-10-024.
- Bonaparte, R., & Christopher, B.R. 1987 - DESIGN AND CONSTRUCTION OF REINFORCED EMBANKMENTS OVER WEAK FOUNDATIONS. *Transportation Research Record*.
- Farrag, K., Acar, Y. B., & Juran, I., 1993 - Pull-out resistance of geogrid reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(2), 133-159.
- Feri D., 2024 – Presentazione RIFIUTI INERTI. NUOVO REGOLAMENTO EoW., Tecnico Soluzione Ambiente.
- Frigo L., 2019 - Presentazione I GEOSINTETICI NELLE OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO: MURI RINFORZATI E PENDII RINFORZATI, Università di Pisa.
- Jacob, B., & Naidoo, B., 2023 - The use of high-strength geogrids in fill embankments, *E3S Web of Conferences*.
- Jewell, R.A., 1991 - Application of revised design charts for steep reinforced slopes, *Geotextiles and Geomembranes*, 10, 203-233.
- Koerner R. M., 2012 - Designing With Geosynthetics - 6Th Edition Vol. 1, Xlibris US, pag. 528.
- Lancellotta R., 2020 – Geotecnica, Zanichelli, pag. 530.
- Lee, A., Yan, Y., Jin, Y., Youk, J.H., & Jeon, H.Y., 2021 - Junction Properties Interpretation of Textile Geogrids Using Multi-Junction Clamp. *Applied Sciences*.
- Michalowski, R.L., & Shi, L., 2003 - DEFORMATION PATTERNS OF REINFORCED FOUNDATION SAND AT FAILURE. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129, 439-449.

- Michalowski, R.L., 2004 - Limit loads on reinforced foundation soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130, 381-390.
- Moraci N., Cardile G., Gioffre D., 2005 - I geosintetici nei rilevati stradali e ferroviari, *L'ingegnere e l'architetto*, 12, 12-21.
- Moraci, N., & Gioffre, D., 2006 - A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 116-128.
- Nanjundaswamy P., 2019 - Presentazione REINFORCED EARTH WALLS Presentazione, Dept. of Civil Engineering. S J C E, Mysore
- Nart M. A., 2007 - Rinforzo e drenaggio dei terreni con i geosintetici, EPC Editore, pag. 608.
- Oggeri C., 2019 – Presentazione Norme T&R scavo al 2019, Polite
- Oggeri C., 2022 – Presentazione DESIGNING WITH GEOSYNTHETICS, Politecnico di Torino
- Oggeri C., 2022 – Presentazione Terre rinforzate, Politecnico di Torino.
- Oggeri C., 2022 – Presentazione Use of reinforcement for embankments on soft soils, Politecnico di Torino
- Oggeri C., Ronco C., Vinai R., 2021 - Validation of numerical D.E.M. modelling of geogrid reinforced embankments for rockfall protection, *Geoingegneria Ambientale e Mineraria*, Anno LVIII, n. II-III, 36-45.
- Oggeri, C., & Vinai, R., 2020 - Characterisation of geomaterials and non-conventional waste streams for their reuse as engineered materials. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 195, p. 06002). EDP Sciences.
- Oliveira, P., Santos, E., & Palmeira, E., 2024 - Pull-out response of a geogrid buried in recycled sands. *Soils and Rocks*, 47(4).
- Palmeira, E.M., 2004 - Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids, *Geotextiles and Geomembranes*, 22, 481-509.
- Palmeira, E.M., 2009 - Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis, *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 368-390.

- Santos, E. C. G. D., & Vilar, O. M., 2008 - Use of recycled construction and demolition wastes (RCDW) as backfill of reinforced soil structures. In *Proceedings of the Fourth European Geosynthetics Conference, EUROGEO* (Vol. 4, pp. 7-10).
- Uccellini R., 2021 – Presentazione Opere di sostegno in terra rinforzata, Officine Maccaferri Italia Srl.
- Vieira, C. S., 2020 - Valorization of fine-grain construction and demolition (C&D) waste in geosynthetic reinforced structures. *Waste and biomass valorization*, 11(4), 1615-1626.
- Vieira, C. S., Ferreira, F. B., Pereira, P. M., & de Lurdes Lopes, M., 2020 - Pullout behaviour of geosynthetics in a recycled construction and demolition material—Effects of cyclic loading. *Transportation Geotechnics*, 23, 100346.
- Vieira, C. S., Pereira, P., Ferreira, F., & Lopes, M. D. L., 2020 - Pullout behaviour of geogrids embedded in a recycled construction and demolition material. Effects of specimen size and displacement rate. *Sustainability*, 12(9), 3825.
- Zhao, A., Williams, G. S., & Waxse, J. A., 1997 - Field performance of weak subgrade stabilization with multilayer geogrids. *Geotextiles and Geomembranes*, 15(4-6), 183-195.

11 Sitografia

- <https://esper.it/homepage/>
- <https://www.studioconsulenzeambientali.it/>
- <https://biblus.acca.it/>
- <https://www.bosettiegatti.eu/>
- <https://www.civilengineeringweb.com/>
- <https://www.geoprodotti.eu/>
- <https://www.mdpi.com/>
- <https://www.tenax.net/it>
- <https://www.sddingrungeo.com/>
- <https://www.alibaba.com/>
- <https://www.larimit.com/>
- <https://www.maccaferri.com/it/>
- <https://geosynthetics.net.au/>
- <https://www.linkedin.com/company/earthshields/>
- <https://www.huesker.it/>
- <https://www.supplier-china.com/>
- <https://www.abtfoam.com/>
- <https://www.expol.co.nz/>
- <https://www.geoflum.it/>
- <https://reinforcedearth.com/>
- <https://www.terre-armee.com/>
- <https://www.temacorporation.com/>
- <https://www.tensarinternational.com/>
- <https://blog.geostru.eu/>
- <https://www.insic.it/>
- <https://www.rigeneriamoterritorio.it/>
- <https://www.adminstrumentengineering.com.au/>
- <https://www.aep.it/en/>