

GUIDA ALLA PROGETTAZIONE DI OPERE IN TERRA RINFORZATA

**A CURA DI:
GEOSTRU**

INDICE

INTRODUZIONE	11
1 I RINFORZI	13
1.1 I rinforzi sintetici	15
1.1.1 Introduzione: i polimeri	17
1.1.2 Tipologie di geosintetici	18
1.1.2.1 I geotessili	19
1.1.2.2 Le geogriglie	20
1.1.3 Proprietà caratteristiche	21
1.1.4 Resistenza ammissibile del rinforzo sintetico	22
1.1.4.1 EBGeo-2009 (Germania)	23
1.1.4.2 BS 8006-1 (2010, UK)	24
1.1.4.3 PWRC (2000, Giappone)	25
1.1.4.4 NF P94-270 (2009, Francia)	28
1.1.4.5 AASHTO (2002, USA) E FHWA-NHI (2009, USA)	30
1.1.5 Degradazione dei materiali	33
1.1.5.1 Proprietà Tempo Invarianti	34
1.1.5.1.1 Danneggiamento in fase di posa	34
1.1.5.2 Proprietà tempo varianti	35
1.1.5.2.1 Fattori ambientali	35
<i>Weathering</i>	
<i>Degradazione chimica e biologica</i>	
1.1.5.2.2 Fenomeno del creep	43
<i>Curve di interpolazione (Metodo Convenzionale)</i>	
<i>Determinazione del comportamento viscoso a trazione</i>	
<i>Resistenza a lungo termine e resistenza residua</i>	
1.1.6 Interazione tra terreno e rinforzo sintetico	50
1.1.6.1 Meccanismi di interazione	53
1.1.6.1.1 Coefficiente di Direct Sliding	56
1.1.6.1.2 Coefficiente di Pullout	57
1.1.7 Compatibilità del livello di deformazione nei due materiali e deformabilità dei rinforzi	58
1.1.7.1 Il contributo del rinforzo sintetico	60
1.2 I rinforzi metallici	62
1.2.1 Nastri metallici, barre e reti	62
1.2.2 La resistenza a trazione	64
1.2.3 Corrosione dei rinforzi metallici	65
1.2.3.1 Fattori geologici	66
1.2.3.2 Correnti continue vaganti	66
1.2.3.3 Altri fattori ambientali	66
1.2.4 La galvanizzazione	67
1.2.5 Rivestimento polimerico	68
1.2.6 Monitoring methods	69

2 RILEVATO STRUTTURALE	69
2.1 Il terreno del rilevato	70
2.1.1 L'angolo di resistenza al taglio	75
2.1.2 Stabilizzazione dei terreni	75
2.1.3 Interazioni terreno-rinforzo	77
2.1.3.1 Terreno-rinforzo metallico	78
2.1.3.2 Terreno-rinforzo sintetico	78
3 SISTEMA DI PARAMENTO	79
3.1 Unità di paramento rigide	80
3.2 Paramenti con unità deformabili	83
3.3 Paramento in unità compressibili	85
3.4 Paramento rinverdibile	86
4 MECCANISMI DI COLLASSO	88
4.1 Verifiche interne	89
4.1.1 Verifica della resistenza dei rinforzi	89
<i>Esercizio 1</i>	95
4.1.2 Verifica allo sfilamento	98
<i>Esercizio 2</i>	101
4.1.3 Verifica di Direct Sliding	103
<i>Esercizio 3</i>	104
4.1.4 Verifica del risvolto	105
4.2 Verifiche di stabilità esterna	106
4.2.1 Verifica al ribaltamento	108
<i>Esercizio 4</i>	108
4.2.2 Verifica allo scorrimento lungo il piano di fondazione	110
<i>Esercizio 5</i>	110
4.2.3 Verifica a capacità portante	111
<i>Esercizio 6</i>	113
4.2.4 Verifica della stabilità globale	116
5 ANALISI DELLA DEFORMABILITÀ	117
5.1 Metodi sperimentali	117
5.2 Analisi limite	118
5.3 Metodi numerici ad elementi finiti	120
5.3.1 Valutazione del carico limite in condizioni statiche mediante analisi FEM	122
5.3.1.1 Il metodo degli spostamenti assegnati	122
5.3.1.1.1 Il metodo degli spostamenti assegnati: caso del pendio rinforzato	123
5.3.1.2 Il metodo del carico imposto	123
5.3.1.2.1 Il metodo del carico imposto: caso del pendio rinforzato	123
5.3.2 Valutazione del carico limite in condizioni pseudo statiche mediante analisi FEM	124
5.4 Analisi FEM di un rilevato rinforzato alla base su un terreno compressibile	127
5.4.1 Tecnica di rinforzo alla base dei rilevati con pali e geosintetico	129
5.4.1.1 La teoria dell'effetto arco	129
5.4.1.2 La teoria della membrana tesa	131

6 MODALITÀ DI POSA IN OPERA	134
7 INQUADRAMENTO NORMATIVO - NTC 2008	141
7.1 Le azioni	142
7.1.1 Azioni elementari	143
7.1.2 Combinazione delle azioni	144
7.2 Le resistenze	145
7.3 Stati limite ultimi	145
7.4 Tipi di analisi	146
7.5 Le opere in terra rinforzata	147
7.5.1 Verifiche sismiche	149
<i>Esercizio 7</i>	150
<i>Esercizio 8</i>	154
<i>Esercizio 9</i>	159
8 BIBLIOGRAFIA	173

Abstract

Le opere in terra rinforzata e le loro applicazioni rappresentano attualmente una grande risorsa nell'ambito della progettazione e, più in generale, dell'ingegneria geotecnica, naturalistica ed ambientale. Le strutture in terra rinforzata, che combinano le proprietà e le caratteristiche del terreno e del rinforzo, trovano applicazione in una ormai ampia gamma di settori, come opere di sostegno, opere di contenimento, opere in rilevato e opere accessorie di arredo urbano.

*Pertanto, il manuale **Guida alla progettazione delle Opere di Sostegno in Terra Rinforzata** si pone come obiettivo quello di guidare il progettista nella fase della progettazione e di verifica, tramite cenni teorici, riferimenti normativi ed esempi pratici.*

Dopo una breve introduzione, il manuale si apre con una dettagliata e minuziosa descrizione delle componenti basilari di cui sono costituite le opere in terra rinforzata. In particolare, il primo capitolo è interamente incentrato sui rinforzi siano essi di tipo sintetico sia metallico, mettendo in luce le proprietà e le performance, in termini di resistenza a trazione, che questi, interagendo con il terreno, riescono a mettere a disposizione.

La resistenza a trazione (nominale e a lungo termine) rappresenta, dunque, per i rinforzi, la caratteristica cardine da cui prescinde la buona riuscita della progettazione di questo tipo di opere: è proprio a tal riguardo che, nel corso del primo capitolo, si illustrano le principali normative di riferimento (tedesca-EBGEO, anglosassone-BS 8006, giapponese-PWRC, francese-NF P94-270 e americana AASHTO e FHWA-NHI) che regolano la valutazione della resistenza dei rinforzi, tenendo conto delle alterazioni e danneggiamenti a cui sono soggetti, e le prove sperimentali a cui i materiali devono essere sottoposti (ISO TR 20432 – EN ISO 13431).

Nella progettazione di opere in terra rinforzata, ruolo fondamentale è rivestito dal rilevato strutturale e dai materiali di cui è costituito. È nel secondo capitolo, infatti, che si definiscono le caratteristiche necessarie dei materiali utilizzati per la costruzione del rilevato, dunque, granulometria ed assortimento, il valore dell'angolo di resistenza al taglio consigliato, il tasso di umidità, pH, e il grado di addensamento prima e di compattazione poi.

Il paramento esterno rappresenta l'ulteriore elemento caratteristico di un'opera in terra rinforzata. In particolare, è proprio la tipologia di paramento esterno scelto che condiziona i cedimenti ammissibili della fondazione. Il terzo capitolo illustra le principali tipologie di paramento: ad unità rigide (pannelli a tutta altezza, ad altezza parziale, scatole piantatrici, a blocchi), ad unità deformabili (reti elettrosaldate in acciaio e gabbioni), ad unità compressibili e paramento rinverdirente. La versatilità delle opere in terre rinforzate, è rafforzata dalla possibilità, infatti, di realizzare opere il cui paramento è permeabile alla

vegetazione e dunque in grado di essere utilizzate in ambienti antropizzati e naturali.

Il quarto capitolo affronta i problemi strutturali e i meccanismi di collasso a cui l'opera può essere soggetta in linea con le NTC 2008: le analisi di stabilità, relative ai possibili meccanismi di collasso di un'opera in terra rinforzata, considerano sia la stabilità esterna, e dunque, globale dell'opera, intesa nel suo insieme, e sia la stabilità interna della massa di terreno rinforzato. Il capitolo è corredato da brevi esempi di calcolo in cui si progettano i rinforzi (definendo la spaziatura, la lunghezza ecc.) e si eseguono le verifiche di stabilità dell'opera.

Spesso ci si trova ad affrontare il problema della valutazione del carico limite sulle terre rinforzate in presenza di spalle di ponti, rilevati stradali, ferroviari e fondazioni su pendii. Nel quinto capitolo si vuole determinare qualitativamente l'influenza esercitata dai parametri geometrici, quali larghezza della fondazione, distanza di quest'ultima dalla cresta del pendio e rapporto di ancoraggio del rinforzo, al fine di individuarne i valori ottimali per massimizzare l'efficacia ed efficienza del rinforzi. Si descrivono gli approcci possibili a tale problema: metodi sperimentali, analisi limite e metodi numerici agli elementi finiti (FEM).

Il sesto capitolo affronta l'aspetto pratico della posa in opera e, quindi, delle fasi cronologiche principali necessarie alla realizzazione di un'opera in terra rinforzata. La buona riuscita della stabilizzazione non è semplicemente frutto di un'accurata e precisa progettazione, ma anche della cura e delle attenzioni che l'operatore tecnico specializzato mette nelle fasi di installazione e di posa in opera: infatti, la posa in opera a regola d'arte è una condizione necessaria per non pregiudicare la funzionalità dell'opera.

Nell'ultimo capitolo si riportano i criteri e le specifiche dettate dalla Normativa vigente (NTC) in materia di progettazione e di verifica di opere in terra rinforzata; a seguire il manuale si conclude con ulteriori esempi numerici di verifica eseguiti con i software Geostru GFAS e MRE-SLOPE.

INTRODUZIONE

Il ricorso all'utilizzo di inclusioni di rinforzi all'interno del terreno per migliorarne il comportamento meccanico, risale ad epoche molto remote (3000-4000 a.c.).

Esempi di opere concepite con questa tecnica costruttiva sono, per esempio, la grande muraglia cinese, la Ziggurat di Agar-Quf, e la torre di Dunhuang in Cina. L'opera in terra veniva 'contaminata' da elementi naturali di rinforzi quali le canne di bambù, rami di salice, juta, canapa o vimini.

I primi esempi di realizzazione di terrapieni rinforzati mediante inclusione di elementi sintetici risalgono al secolo scorso con l'introduzione dei materiali polimerici. Nel 1869 Hyatt creò il primo esempio di materiale plastico, impastando cellulosa e canfora. Nel 1933, l'ICI sintetizzò il polietilene a bassa densità, iniziandolo a produrre nel corso del 1939. Nel 1941 fu prodotto per la prima volta il PET (poliestere) in Inghilterra, mentre, sempre nello stesso anno, in Germania, venne sintetizzato il nylon 6. Nel 1953, Ziegler sintetizzò il polietilene ad alta densità (HDPE), e nel corso dell'anno successivo (1954), insieme a Natta, sintetizzò il polipropilene (PP).

I primi tentativi industriali per produrre materiali sintetici si registrano in Francia alla fine degli anni '50 (1958). Si tratta dei primi impianti di geotessili tessuti non tessuti a filo continuo in PET e PP. Per quanto riguarda, invece, i primi esempi di opere in vera grandezza realizzate secondo il principio moderno di rinforzo dei terreni, le cronache registrano in Inghilterra (1972) la prima realizzazione di muro rinforzato sinteticamente. I casi si susseguono via via nel corso degli anni successivi soprattutto negli USA a partire dal 1974. In Italia, le prime applicazioni risalgono al 1986 presso la base NATO di Sigonella e in un rilevato stradale a Modena.

I principali elementi costitutivi di un'opera di stabilizzazione in terra rinforzata (muro o pendio, Figura 1.1) sono fondamentalmente:

- *Rinforzo (sintetico o metallico);*
- *Paramento;*
- *Rilevato strutturale.*

I **rinforzi** rivestono la funzione chiave dell'opera poiché assolvono la funzione di assorbire gli sforzi di taglio che i terreni, presenti nell'intorno, non sono in grado di sostenere.

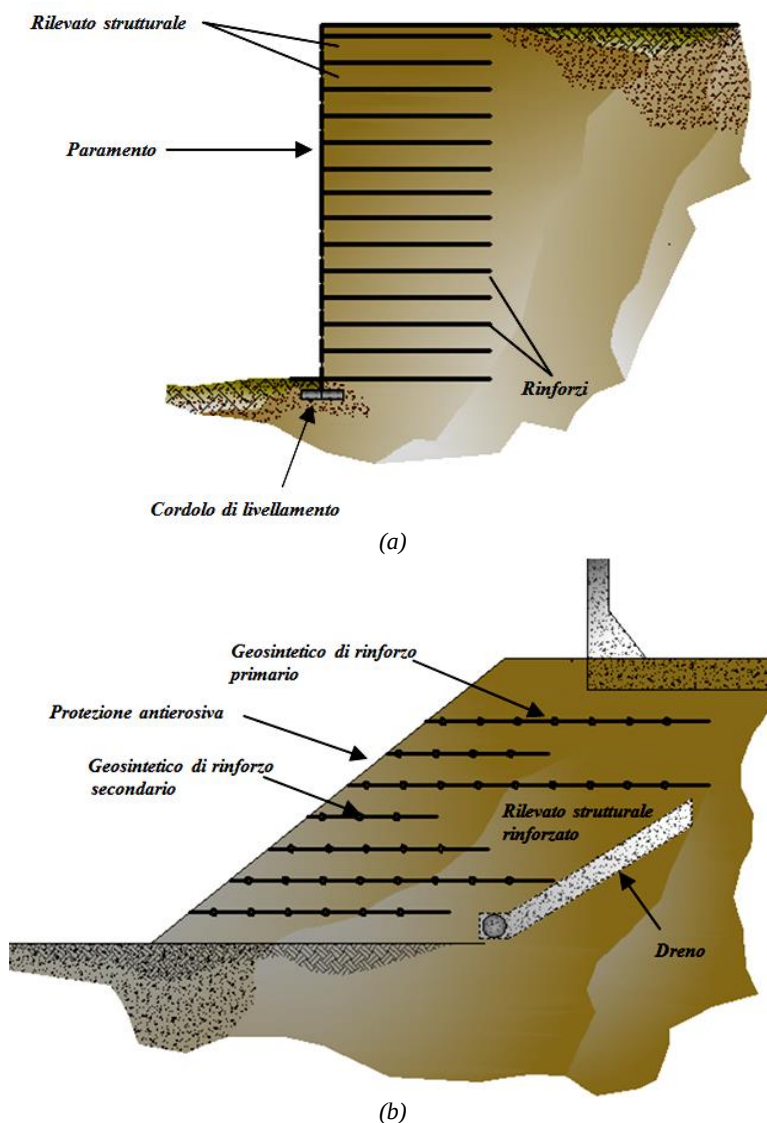


Figura 1.1. Elementi caratteristici di un muro in terra rinforzata (a) e di un pendio in terra rinforza (b)

Il terreno impiegato per realizzare le opere in terra rinforzata si definisce **rilevato strutturale** e rappresenta, insieme ai rinforzi, la parte più importante dell'intera opera. Terreni incoerenti (come sabbie e ghiaie) rappresentano, teoricamente, la soluzione ideale per la realizzazione del rilevato in quanto, questa tipologia di terreni, è in grado di garantire una migliore interazione

terreno-rinforzo, migliori caratteristiche geotecniche, grazie alle proprietà meccaniche, e maggiore facilità di messa in opera.

Al fine di evitare l'insorgenza di sollecitazioni di natura statica e/o dinamica, generalmente a tergo dell'opera, per l'eventuale presenza di acqua, è buona norma prevedere, in prossimità del paramento interno, la disposizione di un **sistema drenante**: l'acqua intercettata verrebbe, in tal modo, convogliata all'esterno dell'area e allontanata dalla stessa.

In ultimo, il **paramento esterno** completa l'opera fornendo, alla stessa, un'estetica del tutto accettabile.

1 I RINFORZI

L'operazione di rinforzo dei terreni è volta al miglioramento delle performance geotecniche del terreno attraverso l'inserimento, all'interno dello stesso, di elementi con elevata resistenza meccanica, in grado, quindi, di collaborare con esso per costituire un sistema dotato di caratteristiche di resistenza superiori rispetto a quelle del solo terreno: tale funzione di rinforzo determina un miglioramento sia delle caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni sia in termini di deformabilità. I rinforzi rappresentano, dunque, insieme al terreno del rilevato strutturale, uno degli elementi costruttivi fondamentali nella progettazione di un'opera in terra rinforzata.

I fattori che influiscono sul comportamento dei rinforzi sono numerosi, tra cui il tempo, il livello di sollecitazione, il tipo di terreno, il metodo di costipazione e l'ambiente fisico-chimico. Il rinforzo deve essere utilizzato, dunque, solo se la sua idoneità, compresa la durabilità, è stata dimostrata da prove, o esperienza, e da test approvati, eseguiti sul prodotto o su uno similare della stessa classe di materiale, e le cui caratteristiche siano note come equivalenti, per accertare che sia probabile che le proprietà dei requisiti del rinforzo siano disponibili alla fine della vita di progetto specificata nelle condizioni d'esercizio di progetto.

I rinforzi si possono distinguere in funzione della geometria e in base al tipo di materiale di cui sono costituiti. Per quanto concerne la prima classificazione si possono definire i **rinforzi lineari unidirezionali** e i **rinforzi planari**. I primi sono elementi monodimensionali singoli, non collegati fra loro e che, pertanto, agiscono in maniera indipendente ed interagiscono con il terreno in maniera localizzata. Tra questi si hanno elementi a strisce lisce o corrugate, metalliche oppure costituite da un geosintetico ad alta resistenza, che vengono ancorati ad una o entrambe le estremità. La seconda tipologia è rappresentata da rinforzi bidimensionali continui e discontinui che interagiscono con il terreno in maniera diffusa. Ne

fanno parte le geogriglie (**elementi planari monodimensionali**) realizzate con elementi paralleli monodirezionali collegati tra loro attraverso elementi trasversali ortogonali privi di alcuna funzione strutturale, e i teli continui (**elementi planari bidimensionali**) di cui fanno parte le geogriglie, le reti metalliche elettrosaldate o le reti metalliche a maglie esagonali a doppia torsione, ottenute per tessitura di trafilato d'acciaio.

I rinforzi si caratterizzano, inoltre, in funzione del materiale utilizzato: si hanno dunque rinforzi di tipo **metallico**, generalmente costituiti da acciaio protetto mediante zincatura o resine, PVC o altri polimeri, e di tipo **non metallico (sintetici)**, cioè costituiti da materiali polimerici quali poliestere, polipropilene e polietilene.

La resistenza dei rinforzi impiegati è una caratteristica che però non resta invariata nel tempo, ma, in generale, per tutti i tipi di materiali impiegati, subisce un primo decadimento meccanico già nella prima fase di installazione, a seguito del contatto col terreno in fase di interrimento e di costipazione. I rinforzi sintetici subiscono un secondo tipo di danneggiamento, causato dall'azione di invecchiamento indotta dall'ambiente fisico-chimico in cui vengono installati, mentre i rinforzi di tipo metallico subiscono gli effetti dei processi di corrosione. Al fine di stabilire la resistenza che effettivamente viene mobilitata da un rinforzo e l'azione stabilizzante che l'opera è in grado di garantire, è necessario conoscere la rigidità del rinforzo (ovvero la relazione che lega il carico con l'allungamento del materiale), il tipo di interazione che avviene tra il rinforzo ed il terreno, e la lunghezza, distribuzione, e spaziatura dei rinforzi nell'opera complessiva.

Un corretto dimensionamento del rinforzo dovrà assicurare che, al termine della vita di progetto di un'opera, il fattore di sicurezza, rispetto alla rottura, sia minore o uguale a quello di progetto, e che le deformazioni rimangano, comunque, entro i valori ammissibili.

Al fine di determinare la deformabilità e la variazione della resistenza meccanica nel tempo, le proprietà di cui in genere si tiene conto sono:

- comportamento meccanico a breve termine (curva sforzi-deformazioni);
- comportamento meccanico a lungo termine e fenomeno di creep, per i materiali polimerici (curva sforzi-deformazioni/tempo);
- interazione rinforzo-terreno (attrito/adesione);
- resistenza al danneggiamento in fase di installazione;
- durabilità a lungo termine (resistenza all'aggressione chimica e/o elettrochimica, resistenza agli agenti biologici, resistenza ai raggi UV).

Per quanto riguarda, invece, le caratteristiche fisiche dei materiali, sono da tener in considerazione:

- le dimensioni, ovvero larghezza, spessore, diametro, massa areica;
- le dimensioni delle aperture delle maglie nel caso di reti metalliche, griglie metalliche e geogriglie.

1.1 I rinforzi sintetici

1.1.1 Introduzione: i polimeri

La materia prima dei prodotti sintetici è rappresentata dai polimeri (dal greco poly-meros, ossia molte-parti). Un materiale polimerico è costituito da numerose unità elementari unite tra loro, dette monomeri, che, concatenandosi, formano le catene polimeriche: il numero di volte in cui si ripete l'unità molecolare del polimero rappresenta il grado di polimerizzazione e il peso molecolare del polimero sarà pari al prodotto del peso molecolare dell'unità ripetitiva per il grado di polimerizzazione. Il peso molecolare di un polimero è una caratteristica molto importante perché influisce, in modo sensibile, sul comportamento del materiale: all'aumentare del peso molecolare aumentano, infatti, la resistenza a trazione, la resistenza all'impatto, al calore, allo stress-cracking, ma di contro, però, diminuiscono il comportamento viscoso e la lavorabilità.

Le catene polimeriche, che si ottengono a seguito del processo di polimerizzazione (condensazione prima e addizione poi), risultano dotate di caratteristiche chimico fisiche anche molto differenti fra loro a secondo della tipologia e della lunghezza della catena. Una prima suddivisione definisce, tra i polimeri organici sintetici, quelli **termoplastici** (Thermoplastic Polymer) e quelli **termoindurenti** (Thermoset Polymer).

I **polimeri termoindurenti**, invece, sono quelli che, durante la trasformazione, subiscono un processo di alterazione chimica, detta cross-linking, divenendo praticamente insolubili e quindi, se riscaldati, non fondono ma bruciano.

I **polimeri termoplastici** sono costituiti da catene lineari tenute insieme per effetto dell'azione delle forze di Van Der Waals e dei legami ad idrogeno.

Le principali caratteristiche di tali materiali possono essere così sintetizzate:

- solubilità in solventi specifici;
- la temperatura di rammollimento è fortemente influenzata dal tipo e dal grado del polimero di partenza;

- ad elevate temperature, il materiale può essere soggetto a degradazione/decomposizione e combustione;
- elevata resistenza all'impatto;
- migliore processabilità;
- adattabilità anche a geometrie complesse.

I materiali termoplastici vengono suddivisi, a loro volta, in *semicristallini* ed *amorfi*, a seconda che presentino o meno delle regioni in cui le molecole risultano allineate secondo configurazioni più o meno complesse. La prevalenza dell'una sull'altra è funzione della regolarità della catena polimerica: tale caratteristica condiziona fortemente le prestazioni fisico-meccaniche del prodotto finale: all'aumentare della cristallinità aumentano, infatti, la resistenza al calore, la durezza, la resistenza a trazione, il modulo elastico e la resistenza all'aggressione chimica, mentre, invece, diminuiscono la deformazione a rottura, la flessibilità e la resistenza allo stress-cracking. I polimeri che vengono sottoposti a trazione sono soggetti ad un allungamento di tipo elastico, dovuto alla variazione delle lunghezze e degli angoli dei legami molecolari, ed un allungamento viscoso, dovuto allo scorrimento relativo dei segmenti delle catene polimeriche nelle zone amorfe.

La materia prima, che generalmente è impiegata nella fabbricazione dei materiali geosintetici, è costituita dai polimeri termoplastici, ed, in particolare, da: poliestere (PET), poliolefine (tra cui polietilene (PE), polipropilene), poliammide (PA- Nylon), polistirene (PS) e polivinilcloruro (PVC). Al fine di migliorare le caratteristiche meccaniche dei polimeri utilizzati nella produzione di geosintetici, si ricorre, in fase di produzione, alla trafilatura (stiratura in fase di estrusione), in modo da ottenere un orientamento delle molecole che conferisce una migliore deformabilità e limitare i fenomeni di allungamento viscoso. Inoltre, durante il processo di polimerizzazione, alla materia prima vengono aggiunti degli additivi (catalizzatori, lubrificanti, antiossidanti, bio-stabilizzatori, UV-stabilizzatori e pigmenti) che conferiscono, al prodotto finale, caratteristiche migliori rendendolo, pertanto, più performante ai fini applicativi. L'aggiunta di questi additivi risulta necessaria per il mantenimento, nel tempo, delle caratteristiche peculiari del prodotto, soggetto ad interazione con l'ambiente esterno. In assenza di additivi e/o stabilizzatori, infatti, il materiale polimerico subisce l'interferenza degli agenti esterni che potrebbero accelerare esponenzialmente i processi di degrado prestazionale del prodotto. È per questa ragione che anche la normativa di settore non trascura l'aspetto collegato allo studio e al monitoraggio degli effetti negativi provocati sul prodotto dalle condizioni ambientali al contorno: weathering, chemical degradation (processi di ossidazione e idrolisi) e biological degradation.

Il fenomeno di **weathering** comprende tutti quei fattori naturali, correlati alle condizioni meteorologiche, che possono determinare l'insorgenza di un peggioramento delle *performances* del prodotto finale. I principali fattori che si considerano sono l'esposizione ai raggi UV, la temperatura al contorno e il tasso di umidità. Per ovviare all'insorgenza di tali problematiche, è possibile introdurre speciali additivi (carbon black), stabilizzatori UV, oppure utilizzare rivestimenti sintetici (coating).

La **degradazione chimica**, ed in particolare il processo di ossidazione, può essere controllato ricorrendo ad opportuni agenti antiossidanti, che tendono ad inibire la reazione di ossidazione del prodotto con l'ossigeno presente al contorno: l'ossidazione causa sensibili peggioramenti delle caratteristiche fisiche-meccaniche con possibile rottura della catena molecolare e conseguente formazione di radicali liberi all'interno della stessa.

L'**idrolisi**, invece, che interessa per lo più il PET, può generare il decadimento delle caratteristiche fisico-chimiche del prodotto e, finanche, portare a rottura le catene polimeriche a livello molecolare.

La **degradazione biologica** è legata all'interazione materiale-micro organismi: quest'ultimi risultano, infatti, particolarmente attratti dagli additivi utilizzati nella produzione dei materiali.

Grazie ai **polimeri** è possibile fabbricare una grande varietà di prodotti geosintetici, che trovano largo impiego nel rinforzo dei terreni. Tramite l'estrusione delle materie plastiche si possono produrre fibre e bandelle utilizzate per la realizzazione di geotessili tessuti e non tessuti; le fibre possono essere anche incapsulate all'interno dei rivestimenti protettivi per formare nastri ad alta resistenza oppure sotto forma di fogli e lavorati a caldo, in modo da realizzare delle geogriglie.

1.1.2 Tipologie di geosintetici

I principali geosintetici impiegati nel rinforzo dei terreni sono i geotessili di tipo tessuto e le geogriglie. Queste due categorie di prodotti riescono, sostanzialmente, a soddisfare quanto richiesto al rinforzo: inseriti, infatti, all'interno della matrice solida sono in grado di trasferire il loro contributo stabilizzante attraverso i meccanismi di interazione con il terreno (*direct sliding* e *pull out*).

1.1.2.1 I geotessili

Per geotessile s'intende un geosintetico permeabile realizzato mediante la tecnologia tessile. I geotessili possono essere fabbricati in vari modi, ma seguendo comunque due fondamentali fasi distinte: la produzione di elementi lineari (fibre) e la combinazione degli elementi lineari a mo' di struttura planare flessibile e permeabile. L'elemento base, ossia la fibra, si ottiene per estrusione del polimero che, durante e dopo il raffreddamento, viene stirato in modo da allineare le catene polimeriche aumentandone così la resistenza a trazione. Le fibre sono utilizzate per realizzare i vari tipi di fili o bandelle che, successivamente, vengono assemblati con diverse tecniche per realizzare i geotessili (mono-filamento, multi-filamento, filato, bandelle mono-filamento, multi-filamento a bandelle). All'interno della categoria dei geotessili rientra quella dei tessuti-tessuti in grado di migliorare le caratteristiche meccaniche dei terreni.

I **geotessili tessuti** sono strutture piane ottenute mediante la tessitura di due o più ordini di fili disposti in modo perpendicolare. Le fibre, che costituiscono questa maglia regolare, sono, infatti, distribuite secondo due direzioni principali che prendono il nome di trama e ordito: la prima secondo la larghezza e la seconda disposta in maniera trasversale alla prima, secondo la lunghezza del tessuto. In relazione alla sezione della fibra e alla tipologia di tessitura si distinguono le seguenti tipologie di geotessili tessuti: il monofilamento, il filo a nastri appiattiti e il DOS (Directionally Oriented Structures).

Per quanto riguarda l'interazione dei geotessili con il terreno, si deve evidenziare che questi prodotti sono chiusi e privi di asperità, pertanto, interagiscono essenzialmente per attrito, e, inoltre, la struttura chiusa dei tessuti influisce sulla possibilità di essere attraversati dalle piante erbacee, aspetto di cui tener conto nel caso si voglia realizzare terre rinforzate a paramento rinverdibile.

1.1.2.2 Le geogriglie

Le geogriglie sono prodotti sintetici caratterizzati da una struttura planare costituita da un reticolo regolare ed aperto (generalmente $> 50\%$). Gli elementi che compongono le geogriglie sono caratterizzati da resistenza a trazione e risultano connessi integralmente tra loro. Si distinguono:

- *Geogriglie estruse: monodirezionali o bidirezionali;*
- *Geogriglie tessute;*
- *Geogriglie a nastri saldati.*

Le **geogriglie estruse** si realizzano a partire da un foglio di PP o HDPE che viene punzonato seguendo uno schema regolare secondo due direzioni ortogonali e parallele alla lunghezza e alla larghezza del foglio. Successivamente, il foglio viene scaldato e sottoposto a trazione longitudinale: le catene polimeriche vengono, pertanto, distese ed allineate in modo da aumentare il modulo di deformazione del materiale. Se il processo termina in questa fase, la geogriglia è estrusa monodirezionale, cioè caratterizzata da aperture lunghe e strette, ma se a questa prima fase, ne segue una seconda sempre di stiratura ma nella direzione ortogonale alla prima, il risultato è una geogriglia estrusa bidirezionale, che presenterà, quindi, aperture di forma quadrata o rettangolare.

Le **geogriglie tessute**, sono anch'esse realizzate con una struttura piana con reticolo regolare, ma il processo di fabbricazione non è basato sull'estrusione della materia prima, bensì mediante tessitura di fili multifilamento in PET ad alta tenacità, secondo le direzioni della trama e dell'ordito. Le geogriglie tessute presentano aperture di forma quadrata o rettangolare: sono strutture aperte, le cui maglie, di dimensioni sufficientemente piccole, consentono l'interazione con il terreno. Inoltre, in corrispondenza degli incroci delle fibre consentono di raggiungere una certa resistenza che fa sì che, tali prodotti, siano in grado di interagire con il terreno sia per attrito sia per resistenza passiva.

Le **geogriglie a nastri saldati** (*"bonded"*), infine, sono strutture piane in cui due o più ordini di fibre o elementi sintetici (nastri) sono connessi ad intervalli regolari per mezzo di saldatura. Attualmente esistono due diversi sistemi con cui sono realizzati: con filamenti di poliestere ad alta tenacità e con nastri di poliestere estruso.

1.1.3 Proprietà caratteristiche

Ciascun prodotto geosintetico dispone di una serie di proprietà necessarie per poter caratterizzare il materiale dal punto di vista applicativo: è nelle schede tecniche del prodotto che si riportano le proprietà salienti richieste, non solo per ottemperare a quanto richiesto dalla normativa in materia, ma anche per dimostrare che i geosintetici risultino adeguati o meno alla funzione a cui sono chiamati ad assolvere. In particolare, le norme EN prevedono 10 norme armonizzate relative ai diversi campi di applicazione (strade, ferrovie, opere in terra, di sostegno e fondazioni, sistemi di drenaggio, controllo dell'erosione, dighe e bacini, gallerie, canali, rifiuti solidi e liquidi).

Le caratteristiche che un geosintetico deve possedere per assolvere la sua funzione di rinforzo sono:

- idonee caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidità a trazione a lungo termine;
- idonea resistenza al danneggiamento (durante la posa in opera) e agli agenti ambientali, chimici e biologici (per tutta la vita di progetto);
- possedere una struttura tale da massimizzare le tensioni tangenziali equivalenti mobilitate all'interfaccia terreno-rinforzo.

I requisiti minimi, per ogni geosintetico con funzione di rinforzo, sono indicati nella propria scheda tecnica: tali requisiti sono desunti dalle prove specifiche eseguite sui campioni di prodotto in linea con quanto previsto dalle norme, come riportato di seguito (Tabella 1.1).

Tabella 1.1 *Requisiti minimi richiesti al geosintetico*

Caratteristica	Metodo di prova	R
Resistenza a trazione	UNI EN ISO 10319	H*
Allungamento	UNI EN ISO 10319	H*
Resistenza al punzonamento dinamico	UNI EN 918	H*
Resistenza al punzonamento statico	UNI EN ISO 12236	H*
Durabilità	Appendice B	H*

* *proprietà obbligatoria da dichiarare*

La resistenza a trazione dei geosintetici dipende da numerosi fattori tra cui:

- il tipo di polimero impiegato e il suo peso molecolare;
- la struttura del geosintetico;
- il danneggiamento in fase di costruzione;
- il regime delle temperature in fase di esercizio;
- la durata delle sollecitazioni;
- i fenomeni di degradazione chimica-fisica-biologica da attribuire agli agenti esterni.

Di seguito (Tabella 1.2) sono riportati i valori caratteristici di resistenza a trazione e massa areica per i vari tipi di geosintetici.

Tabella 1.2 Valori caratteristici di resistenza a trazione e massa areica per i vari tipi di geosintetici

Tipo di geosintetico			Resistenza a trazione (kN/m)	Allungamento a carico massimo (%)	Massa areica (g/m ²)
Geotessili	Non Tessuti	termosaldati	3-25	20-60	60-350
		agugliati	7-90	30-80	100-3000
	Tessuti	coesionati chimicamente	5-30	25-50	130-800
		monofilamento	20-80	20-35	150-300
		multi filamento	40-1200	10-30	250-1500
		a bandelle	80-90	15-25	90-250
	Tessuti a maglia		20-800	12-30	250-1000
	Geogriglie		10-200	20-30	200-1100
	Tessili	a maglia	20-400	3-20	150-1300
		tessute	20-250	3-20	150-1100
	A nastri saldati		30-200	3-15	400-800

1.1.4 Resistenza ammissibile del rinforzo sintetico

Il rinforzo polimerico sotto forma di strisce, griglie o lamine deve essere provvisto dei valori certificati delle resistenze di progetto relativi alla specifica vita di progetto valutata alla temperatura di esercizio della struttura di terra rinforzata, sulla base della rottura per scorrimento viscoso e delle caratteristiche isocrone carico-deformazione, secondo la EN ISO 13431. Nella progettazione di opere in terra rinforzata, infatti, è necessario tener conto sia della massima deformazione sia della resistenza minima dei rinforzi durante la vita utile dell'opera. La deformazione e la resistenza variano in funzione degli effetti dovuti al danneggiamento meccanico causato durante l'installazione, della dipendenza dal tempo del comportamento meccanico del materiale sottoposto a carichi statici (o dinamici), delle temperature elevate, degli agenti atmosferici e degli effetti chimici di suoli naturali o contaminati. Ai fini della progettazione è,

pertanto, fondamentale conoscere le caratteristiche chimiche dei polimeri costituenti i geosintetici e come variano le loro caratteristiche in relazione all'ambiente in cui sarà inserito e alle modalità di messa in opera.

L'evoluzione delle raccomandazioni e delle normative tecniche inerenti alle opere in terra rinforzata, e quindi le relazioni proposte dalle differenti normative tecniche utili a determinare la resistenza a trazione a lungo termine ed i valori tipicamente assunti dai coefficienti riduttivi che entrano in gioco, sono riportate nei paragrafi a seguire. A tal fine sono state analizzate le raccomandazioni e le normative vigenti in Inghilterra, in Giappone, negli Stati Uniti ed in Francia. La progettazione di strutture di terra rinforzata, in Italia, viene attualmente eseguita utilizzando tali norme perché, in realtà, la EN 1997-1, Eurocodice 7 (Progettazione geotecnica) attualmente non riguarda la progettazione di dettaglio di strutture di terra rinforzata e i valori dei fattori parziali e dei fattori di carico riportati nella EN 1997-1 non sono stati tarati per strutture di terra rinforzata.

1.1.4.1 EB GEO (2009, Germania)

La normativa tedesca prevede che la resistenza a trazione a lungo termine dei rinforzi sintetici venga determinata come (Equazione 1):

R_{Bi,d} = \frac{R_{Bi,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5} \cdot \frac{1}{\gamma_M} \tag{1}

In cui:

- A₁ Fattore di riduzione dovuto al fenomeno di creep;
- A₂ Fattore di riduzione dovuto al danneggiamento in fase di installazione;
- A₃ Fattore di riduzione dovuto alla presenza di giunzioni e di sovrapposizioni;
- A₄ Fattore di riduzione dovuto alle condizioni ambientali;
- A₅ Fattore di riduzione dovuto all'influenza dei carichi dinamici;
- γ_M Fattore di riduzione dovuto alla tipologia di carico.

I coefficienti riduttivi, tramite cui si determina la resistenza a trazione a lungo termine, possono assumere i seguenti valori tipici (Tabella 1.3):

Tabella 1.3 Coefficienti riduttivi - EB GEO (2009)

Coeff.	Valori indicati	Note		
A ₁	3.5÷6.0	Strutture permanenti	PES/PA=3.5	PP/PE=6.0
A ₂	1.5÷2.0	Materiali arrotondati	1.5 (fini)	2.0 (grossolani)
A ₃	1			
A ₄	2.0÷3.3	Strutture permanenti VN < 100 anni	PES/PVA 2.0	AR/PP/PE 3.3
A ₅	1			

(Retzlaff, 2007)				
γ_M	1.2÷1.4	carichi straordinari	carichi transitori	carichi permanenti
		1.2	1.3	1.4

1.1.4.2 BS 8006-1 (2010, UK)

La normativa anglosassone *BS 8006-1 (2010)* rappresenta il più recente aggiornamento della norma *BS 8006-1 1995*, in cui sono stati recepiti ed integrati i principi espressi nell'Eurocodice: il nuovo testo, infatti, si fonda sui principi della progettazione agli stati limite sull'utilizzo di coefficienti di riduzione parziali. In particolare, la normativa si compone di otto sezioni in cui sono analizzate la progettazione di muri e di spalle da ponte, di pendii rinforzati e di rilevati rinforzati alla base posti su terreni compressibili.

Si prescrivono ed analizzano i parametri che influenzano il comportamento di un'opera in terra rinforzata, in funzione del rinforzo (composizione, durabilità, forma, proprietà superficiali, dimensioni, resistenza, rigidità, creep a trazione, posizione nell'opera, spaziatura rispetto al rinforzo successivo ed orientazione), del terreno (dimensione e forma dei grani, distribuzione granulometrica, proprietà indici, mineralogia, durabilità, e condizione nel terreno: densità, confinamento, stato tensionale, grado di saturazione e drenaggio) e delle modalità costruttive (sistema costruttivo, compattazione, movimentazione e stoccaggio in cantiere e struttura ovvero: geometria, destinazione d'uso e tipologia di fondazione).

Per quanto concerne la resistenza a trazione a lungo termine T_D , la norma prevede che sia definita come:

$$T_D = \frac{T_{CR}}{f_m} \quad (2)$$

$$T_{CR} = \frac{T_{Char}}{RF_{CR}} \quad (3)$$

$$f_m = RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH} \cdot f_s \quad (4)$$

In particolare, si ha che:

T_{Char} è la resistenza caratteristica a trazione a lungo termine;

RF_{CR} è il fattore di riduzione dovuto al fenomeno del creep;

RF_{ID} è il fattore di riduzione dovuto al danneggiamento durante la fase di installazione;

RF_W è il fattore di riduzione dovuto agli effetti del *weathering*;

RF_{CH} è il fattore di riduzione dovuto agli effetti della degradazione chimica ed ambientale;

f_s è il fattore di sicurezza relativo all'estrapolazione dei dati sperimentali.

Per quanto riguarda i geosintetici di rinforzo, la norma riporta le analisi necessarie per caratterizzare il materiale sotto l'aspetto fisico, meccanico, di durabilità, stoccaggio e posa in opera del rinforzo.

Come detto, la norma inglese aggiornata al 2010 basa i metodi e criteri di progettazione sui principi dello stato limite ultimo e d'esercizio: a vantaggio di sicurezza si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali da applicare ai carichi, ai materiali e alle resistenze. Nella norma sono definite, inoltre, le combinazioni di carico ed i coefficienti parziali da utilizzare nelle verifiche dell'opera. In particolare i coefficienti parziali da applicare sono riportati nella Tabella 1.4.

Tabella 1.4 Coefficienti parziali indicati dalla BS 8006-2010

FATTORI PARZIALI		STATO LIMITE ULTIMO	STATO LIMITE D'ESERCIZIO
Terreni	da applicare alla $\tan \phi'_p$	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
	da applicare alla c'	$f_{ms} = 1.6$	$f_{ms} = 1.0$
	da applicare alla c_u	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
Interazione terreno-rinforzo	Scivolamento su una superficie di rinforzo	$f_s = 1.3$	$f_s = 1.0$
	Sfilamento del rinforzo	$f_p = 1.3$	$f_p = 1.0$

1.1.4.3 PWRC (2000, Giappone)

Definiti la resistenza a trazione caratteristica a lungo termine T_{ult} , il fattore di sicurezza globale FS , si ha che:

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{FS \cdot RF_{design}} \quad (5)$$

In cui:

$$RF_{design} = RF_{ID} \cdot RF_{CR} \cdot RF_D \quad (6)$$

Dove:

RF_{ID} è il fattore di riduzione di degradazione ambientale;

RF_{CR} è il fattore di riduzione dovuto al fenomeno del creep;

RF_D è il fattore di riduzione dovuto al danneggiamento in fase di posa.

Di seguito, nella Tabella 1.5, sono riportati i valori indicati da normativa per i fattori FS ed RF_{design} .

Tabella 1.5 Valori tipicamente impiegati per la determinazione della resistenza a trazione a lungo termine dei rinforzi.

Coefficiente	Valori indicati
FS	1
RF_{design}	$1.67 \div 3.33$

Secondo le più recenti norme *RT RI (2007)* la resistenza caratteristica a trazione a lungo termine è data da:

$$T_d = \gamma_g \cdot T_a \quad (7)$$

In cui:

$$\gamma_g = \prod \alpha_i \text{ con } i=1, 2, 3, 4 \text{ e } 5 \quad (8)$$

- α_1 è il fattore riduttivo dovuto alla degradazione chimica;
- α_2 è il fattore riduttivo dovuto al danneggiamento in fase di costruzione;
- α_3 è il fattore riduttivo dovuto fenomeno del creep;
- α_4 è il fattore riduttivo dovuto ai carichi da urto;
- α_5 è il fattore riduttivo dovuto ai carichi ciclici.

La normativa Giapponese raccomanda l'impiego di strutture in terra rinforzata con geosintetici perché strutture altamente resistenti al sisma, al posto delle tradizionali opere in c.a..

Si considerano due differenti livelli di carichi sismici di progetto (livelli 1 e 2) e tre gradi di risposta sismica richiesti alla struttura in base all'importanza dell'opera, come riporta la Tabella 1.6. In particolare, le opere sono suddivise in strutture molto importanti, importanti e non critiche: in funzione di ciò variano le classi sismiche ed i carichi sismici di progetto.

Tabella 1.6. Classi sismiche e carichi sismici di progetto

Carichi sismici di progetto		
TIPO STRUTTURALE	LIVELLO 1	LIVELLO 2
Opere Molto Importanti (grado 1)	Manterranno le funzioni attese senza lavori di riparazione	Non subiranno deformazioni eccessive *
Opere Importanti (grado 2)	Manterranno le funzioni attese senza lavori di	Non subiranno deformazioni devastanti

Opere Non Critiche (grado 3)	riparazione	
	Non collasseranno	Non specificato

* Le funzioni saranno ripristinate con lavori di riparazione rapidi

Il comportamento di un'opera realizzata in terra rinforzata sotto l'azione di carichi sismici di progetto del livello 1, si valuta tramite analisi pseudo-statica con il metodo dell'equilibrio limite globale di Mononobe-Okabe modificato; il comportamento sotto l'azione di carichi sismici di progetto di livello 2 si determina sulla base degli spostamenti permanenti applicando il metodo del blocco di *Newmark modificato*.

La normativa Giapponese consente l'utilizzo, nei calcoli, dell'angolo di resistenza a taglio di picco del terreno di riempimento, nel caso si disponga di conferme circa il grado di compattazione dello stesso, enfatizzando così l'importanza della fase di compattazione del terreno impiegato. Inoltre, è bene sottolineare che la norma, per quanto riguarda la resistenza a trazione di progetto, prevede che non venga utilizzato alcun fattore di riduzione dovuto al fenomeno di creep in condizioni sismiche, ma che, invece, viene utilizzato nelle verifiche in condizione di carico statico.

Nel testo sono suggeriti i valori di progetto del peso di volume e dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di riempimento da impiegare per la progettazione, distinti per i diversi livelli di carico (la coesione efficace è trascurata in entrambi i casi). La Tabella 1.7 seguente riporta in sintesi tali valori di progetto.

Tabella 1.7 Caratteristiche dei terreni di riempimento utilizzati nella realizzazione di opere in terra rinforzata

Tipo di terreno	Peso di volume (kN/m ³)	Valori di progetto standard		
		Livello 1	Livello 2	
		φ'	$\varphi'_{\text{picco}}^*$	$\varphi'_{\text{residuo}}$
Tipo 1	20	40°	55°	40°
Tipo 2	20	35°	50°	35°
Tipo 3	18	30°	45°	30°
Tipo 4	18	30°	40°	30°

* valori che possono essere utilizzati solo se confermati da prove di laboratorio

Tipo 1: Sabbie, ghiaie con granulometria estesa (SW-GW)

Tipo 2: Altri tipi ordinari di sabbie e sabbie ghiaiose (GP-GM-GC-SM)

Tipo 3: Sabbie uniformi (SP)

Tipo 4: Terreni coesivi

1.1.4.4 NF P94-270 (2009, Francia)

La normativa francese, per quello che riguarda la resistenza a trazione dei rinforzi, prevede che sia calcolata come:

$$R_{t,d} = \rho_{end} \cdot \rho_{flu} \cdot \rho_{deg} \cdot \frac{R_{t,k}}{\gamma_{M,t}} \quad (9)$$

In cui:

- ρ_{end} è il fattore riduttivo dovuto al danneggiamento subito in fase di installazione;
- ρ_{flu} è il fattore riduttivo dovuto al fenomeno del creep;
- ρ_{deg} è il fattore riduttivo dovuto agli effetti chimici, biologici ed ambientali;
- $\gamma_{M,t}$ è il fattore parziale sul materiale.

La norma, all'*allegato A*, suggerisce al progettista, le dimensioni minime da assegnare all'opera in terra rinforzata per eseguire un dimensionamento di massima. I coefficienti parziali da applicare alla resistenza a trazione dei geosintetici di rinforzo e sui parametri di attrito all'interfaccia sono riportati nelle Tabelle 1.8 ed 1.9.

Tabella 1.8 Coefficienti parziali da applicare alla resistenza a trazione dei geosintetici di rinforzo

Proprietà	Simbolo	M1 ^A	M2 ^B
Resistenza caratteristica a trazione	$\gamma_{M,t}$	1.25	1.25

^A Stabilità interna

^B Superfici composite

Tabella 1.9 Coefficienti parziali da applicare alla resistenza all'interfaccia terreno-rinforzo

Proprietà	Simbolo	M1 ^A	M2 ^B
da data-base	$\gamma_{M,f}$	1.35	1.1
da prove di sfilamento	$\gamma_{M,f}$	1.4	1.1

Per quanto concerne il valore del fattore riduttivo ρ_{end} (danneggiamento meccanico), in assenza di dati sperimentali, possono essere utilizzati i valori riportati nella tabella riportata di seguito (Tabella 1.10).

Il fattore ρ_{deg} , che dipende dal tipo di polimero, dalle caratteristiche chimiche dell'ambiente e dalla vita di esercizio della struttura, può essere ricavato dai range di variazione riportati nella Tabella 1.11.

Tabella 1.10 Valori del coefficiente di riduzione dovuto al danneggiamento meccanico ρ_{end}

COND. DI INSTALLAZIONE	NON MOLTO SEVERE	MODERAT. SEVERE	SEVERE	MOLTO SEVERE
ρ_{end}	0.87	0.80	0.67	0.40
riempimento	terreno fine, sabbia	Ghiaia sabbiosa alluvionale o terreno ghiaioso	Ghiaia sabbiosa a spigoli vivi o terreno ghiaioso	terreni con grossi elementi, arrotondati o angolari
ENERGIA DI COMPATTAZIONE	CONDIZIONI DI INSTALLAZIONE			
moderata	Non molto severe	Moderat. severe	Severe	Molto severe
intensa	Moderat. severe	Severe	Molto severe	non raccomandata

Tabella 1.11 Valori del coefficiente di riduzione dovuto alla degradazione chimica ρ_{deg}

pH	Classe di vita	PET	HDPE/PP	PA
4 < pH ≤ 8	1 a 3	0.95	0.95	0.90
	4 o 5	0.83	0.77	-
8 < pH ≤ 9	1 a 3	0.90	0.95	0.90
	4 o 5	0.77	0.77	-
Resistenza a trazione residuale, dopo le prove di aging		> 80%	60% a 80%	< 60%
Durata massima dell'esposizione		1 a 4 mesi	2 settimane	1 gg

Il fattore di riduzione ρ_{flu} dovuto al fenomeno di creep dipende dalle caratteristiche del polimero, dall'additivo stabilizzante, dalla tecnica di produzione, dalla temperatura di progetto e dal livello di carico, da ricavare tramite prove di creep a trazione. In assenza di risultati provenienti da prove di laboratorio, assumendo una temperatura di progetto di 20°, il fattore può assumere i valori riportati nella Tabella 1.12.

Tabella 1.12 Valori del coefficiente di riduzione dovuto al fenomeno di creep ρ_{flu}

Polimero	PET/PA	HDPE	PP
ρ_{flu}	1/3	1/5	1/6

1.1.4.5 AASHTO (2002, USA) e FHWA-NHI (2009, USA)

La determinazione della resistenza a trazione a lungo termine dei rinforzi secondo la normativa americana è calcolata come:

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \cdot RF_{CR} \cdot RF_{FD}} \quad (10)$$

In cui:

T_{ult} è la resistenza a trazione determinata a seguito di prove su banda larga

RF_{ID} è il fattore di riduzione dovuto al danneggiamento in fase di installazione

RF_{CR} è il fattore di riduzione dovuto al fenomeno del creep

RF_{FD} è il fattore di riduzione dovuto alla durabilità chimica e biologica (*aging*) del polimero usato come rinforzo.

I valori che questi fattori possono assumere sono riportati nelle tabelle seguenti (Tabella 1.13, 1.14, 1.15).

Tabella 1.13 Fattore di riduzione per il danneggiamento dovuto alla fase di installazione RF_{ID}

Geosintetico	RF_{ID}	
	Terreno di tipo 1 (dim. max 100 mm, $D_{50} \approx 30$ mm)	Terreno di tipo 2 (dim. max 20 mm, $D_{50} \approx 0.7$ mm)
Geogriglia monodirezionale in HDPE	1.20-1.45	1.10-1.20
Geogriglia bidirezionale in PP	1.20-1.45	1.10-1.20
Geogriglia in PET rivestita in PVC	1.30-1.85	1.10-1.30
Geogriglia in PET rivestita in acrilico	1.30-2.05	1.20-1.40
Geotessili tessuti (PP&PET) ^a	1.40-2.20	1.10-1.40
Geotessili non tessuti (PP&PET) ^a	1.40-2.50	1.10-1.40
Geotessili PP tessuti slit film ^a	1.60-3.00	1.10-2.00
^a peso minimo 270 g/m ²		

Tabella 1.14 Fattore di riduzione per il danneggiamento dovuto alla fase di installazione
 RF_{CR}

Tipo di polimero	RF_{CR}
PET	2.5 a 1.6
PP	5 a 4
HDPE	5 a 2.6

Tabella 1.15 Fattore di riduzione per la degradazione chimica del PET (RF_{CR})

Prodotto	RF_{CR}	
	$5 \leq pH \leq 8$	$3 \leq pH \leq 5$ $8 \leq pH \leq 9$
geotessili, $M_n^* < 20000$, 40 CEG** < 50	1.6	2.0
geogriglie rivestite, geotessili, $M_n^* > 25000$, CEG** < 30	1.15	1.3

* peso molecolare

** contenuto carbossilico

La valutazione quantitativa di ciascun fattore di danneggiamento deve tener conto che i fenomeni associati ad ognuno di esso possono essere in parte concentrati in un ben preciso lasso di tempo (limitato e definito di breve periodo se confrontato con la durata di vita dell'opera), in parte diffusi lungo tutta la vita utile del manufatto. Tra questi si considerano fattori che non dipendono dal tempo, detti proprietà *tempo invarianti*, e altri che invece ne risultano influenzati, detti invece proprietà *tempo varianti*. I valori dei coefficienti di riduzione che tipicamente sono assunti sono riportati nella Tabella 1.16.

Tabella 1.16 Valori indicativi dei fattori di riduzione in funzione dei diversi campi di applicazione.

Applicazioni	RF_{ID}	RF_{CR}	RF_{CD}	RF_{BD}	RF_{JNT}
Rilevati	1,4	3,0	1,4	1,3	2,0
Pendii	1,4	3,0	1,4	1,3	2,0
Muri di sostegno	1,4	3,0	1,4	1,3	2,0
Capacità Portante	1,5	3,0	1,6	1,3	2,0

La riduzione della resistenza si può verificare, in funzione del tempo, in tre diversi modi (Figura 1.2):

- *Modo 1*: Riduzione immediata della resistenza, e quindi riduzione, rispetto al tempo, insignificante;
- *Modo 2*: Graduale, sebbene non necessariamente costante, riduzione della resistenza;
- *Modo 3*: Nessuna riduzione della resistenza per un lungo periodo; in seguito, inizio di una rapida riduzione.

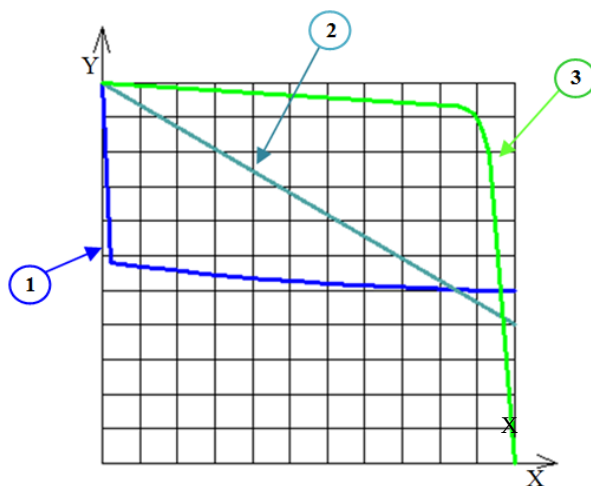


Figura 1.2 Resistenza residua rappresentata rispetto al tempo per le tre modalità di degradazione

Per la modalità **1**, che ben rappresenta l'azione del danno in fase di installazione, è appropriato ridurre la resistenza a trazione con un fattore di riduzione tempo-indipendente.

Per la modalità **2**, dove si presenta una progressiva diminuzione della resistenza, la resistenza a trazione deve essere ridotta tramite un fattore di riduzione dipendente dal tempo.

Per la modalità **3**, non è appropriato l'uso di un coefficiente di riduzione ma, piuttosto, si agisce limitando il tempo d'esercizio dell'opera.

Le proprietà di resistenza e di deformazione dei geosintetici vengono studiate mediante prove che consistono nel sottoporre il materiale ad un carico crescente definendo così la curva carico-allungamento. La resistenza a trazione varia significativamente con la temperatura, in particolare, essa diminuisce all'aumentare della temperatura. In assenza di informazioni circa la temperatura o di dati di temperatura sito-specifici, la temperatura di progetto deve essere definita come la media tra la temperatura media annuale atmosferica e la temperatura massima giornaliera che si registra nel mese più caldo nel sito di realizzazione dell'opera. Se queste informazioni non sono disponibili, 20°C è la temperatura che può essere utilizzata come valore di default (molte prove sui geosintetici sono condotti alla temperatura di circa 20°C).

1.1.5 Degradazione dei materiali

Il degrado dei geosintetici avviene in diverse fasi della loro vita. Prima che il geosintetico inizi a svolgere la sua funzione, si possono riscontrare i primi effetti di degrado del materiale dovuti a:

- errori di produzione;
- danneggiamento meccanico durante il trasporto;
- trasporto a temperature troppo elevate;
- danneggiamento meccanico durante le fasi di carico-scarico-stoccaggio;
- stoccaggio prolungato senza protezione;
- materiale che resta scoperto troppo a lungo dopo la posa;
- danneggiamento in fase di installazione.

Il degrado che invece si riscontra dopo la ricopertura del geosintetico è da ricollegare a:

- aggressione chimica da parte dell'ossigeno, acqua e sostanze chimiche disciolte provenienti dal terreno;
- perdita di antiossidanti (additivi);
- idrolisi dovuta al contatto con l'acqua in ambienti con particolari condizioni chimiche;
- perdita di elasticizzanti (additivi) che causa l'infragilimento ed il ritiro;
- effetto combinato di aggressione chimica e carico;
- attacco di roditori, radici e microrganismi.

In tutti i fenomeni di degradazione, un ruolo fondamentale è assunto dalla *temperatura* che influenza anche le parti dei rinforzi che sono ricoperte dal terreno. In questo caso può essere ritenuta costante solamente a profondità maggiori/uguali a 10 m.

1.1.5.1 Proprietà Tempo Invarianti

1.1.5.1.1 Danneggiamento in fase di posa

Il danneggiamento in fase di posa rappresenta uno dei problemi che maggiormente influenza la ‘buona riuscita’ di un’operazione di rinforzo mediante geosintetici. Infatti, soprattutto con l’impiego di terreni grossolani, e, in particolare, con spigoli vivi, per opera dei mezzi di compattazione è possibile che il rinforzo subisca significativi danni che provocano un’immediata riduzione della resistenza a trazione del prodotto. Il danneggiamento ad opera del mezzo meccanico che costipa il terreno dipende dalla tipologia di rinforzo utilizzato, dal peso, tipo e numero di passaggi del compattatore e dal terreno, ovvero granulometria, dimensione, spigolosità e durezza dei grani. L’intensità del danno dipende dalla struttura e dal metodo di posa del geosintetico, dal tipo di terreno di riempimento (distribuzione granulometrica, forma e durezza degli inerti), dallo spessore del ricoprimento e dall’energia di compattazione.

Al fine di valutare l’incidenza di tale fenomeno, la normativa introduce il fattore riduttivo RF_{ID} , che, per sua natura, contribuisce negativamente, fin da subito (per $t=0$), abbattendo il valore della resistenza nominale del rinforzo. A livello internazionale, l’AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) nel documento “*Bridge Specifications*”, riporta i risultati di alcuni studi condotti per determinare quantitativamente il livello di danneggiamento arrecato al prodotto sintetico durante le fasi di installazione. In particolare, il fattore RF_{ID} è definito come il rapporto tra la resistenza a trazione del geosintetico non danneggiato e quella determinata sul provino dopo aver simulato il danneggiamento. Generalmente si fa riferimento alla norma ISO 13437 e BS 8006, 1995, Annex D.. Le condizioni di installazione devono includere al minimo:

- la natura del riempimento che sta sopra e sotto il campione (distribuzione granulometrica, durezza e angolarità dei grani);
- la profondità a cui il campione è installato (spessore dello strato);
- eventuale passaggio di veicoli prima della compattazione;
- metodo e grado di compattazione.

I risultati dei test vengono confrontati con quelli ottenuti dal materiale non danneggiato, presi dallo stesso lotto, e preferibilmente dallo stesso rotolo, di quelli danneggiati. Chiaramente, aumentando il numero di campioni utilizzati maggiore sarà la rappresentatività dei risultati raggiunti.

Il danneggiamento in fase di posa può essere simulato sia in sito sia in laboratorio. In merito a ciò, a livello normativo, si fa riferimento alla EN ISO10722-1, “Geotextile and geotextile related products-Procedure for simulating damage during installation-part1:Installation in granular materials” e alla norma CEN ISO TS 10722-2, “ Geotextile Geotextile and geotextile related products - Procedure for simulating damage during installation-part2: Installation on soft soil” per ciò che riguarda le prescrizioni in termini di caricamento e tipologia di aggregato da utilizzarsi durante i test. In particolare, la prima norma riportata descrive la procedura di danneggiamento da eseguire in laboratorio sui geosintetici per ricreare le condizioni quanto più verosimili e poter definire quindi i valori riduttivi adeguati.

Per la quantificazione del livello di danneggiamento si segue quanto previsto nella norma EN ISO 10319, in cui si definiscono le prove da eseguire in funzione della proprietà monitorata.

1.1.5.2 Proprietà tempo varianti

I geosintetici sono materiali che per loro natura sono suscettibili a fattori interni ed esterni agli stessi e, pertanto, nel corso del tempo, tendono a diminuire la propria resistenza a trazione. Le principali alterazioni del prodotto possono essere, essenzialmente, ricondotte a:

- *fattori ambientali;*
- *fenomeno del creep.*

Come accennato in precedenza, i fattori ambientali forniscono un contributo notevole al peggioramento delle performance fisico-meccaniche nel corso del tempo, tra cui l'esposizione ai raggi UV, la temperatura al contorno e il tasso d'umidità, che possono essere tenute sotto controllo mediante l'aggiunta di additivi in fase di produzione, stabilizzatori UV e rivestimenti sintetici.

1.1.5.2.1 Fattori ambientali

I polimeri sono soggetti alla degradazione ambientale a causa dell'azione degli agenti atmosferici, includendo l'esposizione ai raggi UV, attacco

chimico e/o biologico. Tutti e tre gli effetti sono fortemente influenzati dalla temperatura, e, per alcuni polimeri in particolare, dalla quantità di umidità presente. La degradazione ambientale può seguire la modalità 1, 2 o 3. L'azione degli agenti atmosferici in sito prima che il geotessile venga ricoperto può essere considerata come una modalità 1, mentre l'azione degli agenti atmosferici su geotessili esposti in modo permanente può essere rappresentata con la modalità 2. Per la degradazione chimica, l'approccio preferito prevede di restringere la vita d'esercizio dell'opera al periodo in cui non è prevista una riduzione significativa della resistenza. Questo, tuttavia, non è sempre possibile, e per l'idrolisi del poliestere, che avviene in modo continuo (modalità 2), può essere determinato un fattore di riduzione tempo-dipendente.

Si definiscono 2 fattori di riduzione: RF_W per gli effetti dovuti all'azione degli agenti atmosferici (*Wathering*) e RF_{CH} per la degradazione chimica e biologica (*Chimical and biological*).

Weathering

La degradazione polimerica dei geosintetici è da ricondurre principalmente all'effetto della foto-ossidazione e dell'ossidazione da elevate temperature. La foto-ossidazione è innescata dall'esposizione del materiale ai raggi UV ed è influenzata da fattori ambientali come la temperatura, l'umidità e l'ossigeno. Degli additivi normalizzanti vengono pertanto aggiunti ai materiali per uso esterno, in grado di limitare gli effetti della foto-ossidazione. Questo fenomeno interessa, in maniera marginale, il poliestere grazie alla maggiore resistenza alla rottura dei legami della catena polimerica.

Di norma, i rinforzi soggetti a questo tipo di degrado, nelle opere permanenti, non devono essere esposti all'azione del sole, ma essere coperti da terreno, calcestruzzo, legno o altro. Se il geosintetico rimane esposto ai raggi ultravioletti per 12 h al massimo, non è necessario applicare nessun fattore di riduzione. Se l'esposizione si protrae, il geosintetico dovrà essere sottoposto ad un test sull'indice di invecchiamento come previsto dalla norma EN 12224. Se la perdita della resistenza è inferiore al 5%, o non è statisticamente significativa, non è necessario applicare nessun fattore di riduzione. Al contrario, se il rinforzo mostra una grossa perdita di resistenza, non dovrebbe essere esposto in sito per tempi superiori rispetto a quelli

riportati nella Tabella 1.17 di seguito e, in tal caso, sarà necessario applicare il fattore di riduzione RF_w .

Tabella 1.17 *Periodo di esposizione (ISO/TR 20342: 2007)*

Resistenza a trazione dopo il test in accordo con le norme EN 12224	Massimo tempo di esposizione del materiale (non coperto) prima del ricoprimento	Fattore di Riduzione
>80 %	1 mese*	Rapporto fra la resistenza di trazione del materiale non esposto e materiale esposto
Tra 60 % e 80 %	2 settimane	1.25
<60 %	1 giorno	1.00
materiale non testato	1 giorno	1.00

*Esposizioni superiori a 4 mesi possono essere accettabili in funzione delle stagioni e della localizzazione del sito d'installazione

Degradazione chimica e biologica

Le principali cause della degradazione chimica dei polimeri dei geosintetici nei suoli sono riportate nelle norme ISO/TR 13434.

Il tasso di degradazione chimica può essere valutato utilizzando test accelerati, in cui la temperatura o le concentrazioni chimiche, o entrambe, sono aumentate al fine di accelerare i processi di degradazione. Il tasso di degradazione in condizioni di esercizio che proviene da un test accelerato è frutto delle relazioni cinetiche chimiche o dall'equazione di Arrhenius. La procedura della prova segue i seguenti steps:

- *selezione dei parametri da misurare*, ad esempio la resistenza conservata espressa in percento o altri parametri fisici o chimici, purché esista una relazione ben stabilita tra i parametri misurati e la resistenza;
- *caratterizzazione dell'ambiente*: acqua pura, aria o speciali ambienti chimici. Se il geosintetico dovrà essere posto in un suolo naturale con $pH < 4$ o > 9 , oppure in un suolo con contaminanti non naturali, rifiuti industriali, il test di immersione deve essere effettuato in liquidi che corrispondano chimicamente al sito di destinazione, tenendo ben presente la temperatura del suolo, la composizione chimica e la vita

utile dell'opera (Le norme ISO/TR 12960 descrivono in dettaglio i metodi di immersione);

- *Selezione di 3-4 valori di temperatura*, spazati a non meno di 10°C l'uno dall'altro. Il test a basse temperature prevede l'esecuzione di prove a temperature non inferiori ai 25°C al di sopra della temperatura di esercizio, tenendo conto del fatto che la durata del test a questa temperatura potrebbe non trovarsi all'interno della scala del tempo del programma di test, che dovrebbe invece essere estesa ad almeno 4 anni. Attenzione va posta nel caso in cui avvengano delle transizioni nello stato fisico del polimero, se si verifica il meccanismo di degradazione a poco meno di 10° al di sopra della temperatura massima del test, oppure fra la temperatura più bassa del test e quella di esercizio. Si verifica la vetrificazione nel caso del poliestere tra i 50°C e gli 80°C e la cristallizzazione del polietilene ad alta densità (HDPE) in un range di temperatura con valore di picco di 128°C. Le molecole di polietilene, in particolare, tendono a perdere l'orientazione a circa 70°C;

- *Misura della riduzione della resistenza* (o di altri parametri) nel tempo e in ciascun range di temperatura. Si rappresenta la resistenza "conservata" dal materiale rispetto al tempo e si determina o il tasso di variazione o, tramite interpolazione, il tempo esatto corrispondente al valore di resistenza desiderato. Se durante la prova si osservano dei cambiamenti (fessurazioni, aumento della duttilità, ecc.), i risultati ottenuti si considerano rappresentativi della degradazione a lungo termine;

- *Il numero dei campioni* utilizzato deve essere adeguato al tipo di prova;

- *Rappresentazione nel tempo della quantità di resistenza "conservata"* (o altri parametri) rispetto all'inverso del valore assoluto della temperatura espressa in gradi Kelvin. Se si applica la formula di Arrhenius, sul diagramma sarà rappresentata una retta. Se il risultato non è una retta, allora l'ordine della reazione chimica è differente oppure è avvenuta una transizione nel range di temperatura selezionato per il test (in questo caso l'estrapolazione è invalidata).

- *L'equazione della retta*, con $y = \log(t_{90})$ e $x = 1/\theta_j$, ha la seguente forma (Equazione 11):

$$y = \bar{y} + b_a (x - \bar{x}) \quad (11)$$

In cui:

$$b_a = S_{xy} / S_{xx}$$

$$S_{xx} = \sum (x - \bar{x})^2$$

$$S_{yy} = \sum (y - \bar{y})^2$$

$$S_{xy} = \sum (x - \bar{x}) (y - \bar{y})$$

Si calcola il limite inferiore dell'intervallo di confidenza (LCL) per la retta (Equazione 12):

$$y = \bar{y} + b_a (x - \bar{x}) - t_{n-2} \sigma_0 \sqrt{\left[1 + \frac{1}{n} + (x - \bar{x})^2 / S_{xx}\right]} \quad (12)$$

dove t_{n-2} è il t-Student's per n-2 gradi di libertà e una data probabilità, n è il numero dei punti di Arrhenius e $\sigma_0 = \sqrt{[(S_{xx} - S_{xy}^2 / S_{xx}) / (n - 2)]}$;

- Se si rappresentano le rette, come appena indicato, tramite retta di regressione è possibile leggere il valore del tempo t_s corrispondente al valore della resistenza “conservata” alla temperatura di esercizio $x=1/\theta_s$. Dal limite inferiore dell'intervallo di confidenza, si legge il valore del tempo t_{LCL} ;

- Utilizzando le curve di degradazione osservate come linee guida, si rappresentano le curve di degradazione tali che la resistenza “conservata” predefinita viene raggiunta dopo un tempo t_s . Si legge il valore T_x , ovvero della resistenza a lungo termine per ampiezza (espresso come la percentuale della resistenza tensile del gruppo di campioni) dopo la vita di progetto t_D . Il valore di riduzione $RF_{CH}=100/T_x$. Seguendo lo stesso procedimento si può valutare da t_{LCL} e LCL T_{LCL} e il rapporto $R_2=T_x/T_{LCL}$.

La causa principale della degradazione del poliestere (PET) è l'**idrolisi**, che ha l'effetto di ridurre il peso molecolare e, quindi, d'indebolimento del materiale. Il fenomeno d'idrolisi avviene in presenza di molecole d'acqua, pertanto, la velocità di reazione aumenta all'aumentare dell'umidità relativa, la velocità di reazione aumenta con l'aumentare della temperatura e all'aumentare del valore del pH aumenta il valore della dissoluzione. Inoltre, l'elevata concentrazione di gruppi terminali carbossilici favorisce il verificarsi del fenomeno; il peso molecolare, aumentando, determina, a parità di processo di polimerizzazione, una minore suscettibilità ai processi idrolitici.

Per analizzare la resistenza del PET si possono usare sia campioni prelevati direttamente in sito sia prove di durabilità in laboratorio accelerate. In questo caso i provini sono immersi in acqua o soluzioni contaminate ad elevate temperature controllando che il valore del pH del liquido resti costante per tutta la durata della prova. In questo caso, la norma di riferimento è la ISO/TR 20432, che definisce le modalità di valutazione del fattore riduttivo RF_{CH} del poliestere.

La durabilità chimica a lungo termine del poliestere in ambienti acquosi relativamente neutri può essere testato da uno dei seguenti test indice:

- i geosintetici in poliestere utilizzati per i rinforzi devono esibire non più del 50% della riduzione della resistenza quando sono soggetti a EN 12224;
- il CEG (Carboxyl End Group) misurato in accordo con GRI-GG 7 deve essere inferiore a 30 meq/g.

Per geosintetici in PET a contatto con terreni saturi si hanno i valori riportati nella Tabella 1.18.

Tabella 1.18 Valori del coefficiente di riduzione RF_{CH} per il poliestere (ISO/TR 20432:2007).

pH	Vita di progetto	Temperatura di progetto	RF_{CH}	R_2
4-9	25	25	1.0	1.0
4-8	100	25	1.2	1.0
8-9	100	25	1.3	1.0
4-9	25	35	1.4	1.0

Una seconda causa di degradazione chimica è rappresentata dal fenomeno dell'**ossidazione delle poliolefine** (PP e HDPE), che causa la rottura dei legami polimerici, che risultano quindi accorciati, e con peso molecolare inferiore (calo della resistenza meccanica e aumento dell'allungamento sotto carico). Tale processo è innescato dal calore, dai raggi UV e stress meccanico. Per ovviare a tale problema si è soliti utilizzare agenti antiossidanti primari e secondari, oppure un mix dei due: i secondi si degradano in fase di fabbricazione, mentre i primi sono quelli che svolgono la funzione di protezione sul prodotto finito. Si possono eseguire due tipi di prove per valutare l'ossidazione chimica: *prove singole* e *prove multiple*. Il primo tipo analizza il processo di ossidazione in un'unica fase, mentre il secondo in due fasi, una prima di consumo dell'antiossidante e la seconda di degradazione del polimero non protetto. In entrambe le prove, è valutato il coefficiente di riduzione RF_{CH} .

Prove singole. La degradazione delle poliolefine può essere un processo istantaneo e fornisce un'indicazione sulla previsione della vita utile del materiale. Tuttavia, i metodi a prove singole sono affetti da imprecisioni da addurre a:

- presenza di agenti antiossidanti che ritardano l'inizio del processo di ossidazione del polimero principale, causando la variazione, nel tempo, della velocità di reazione del materiale con l'ossigeno;

- le temperature devono rimanere ben al di sotto della temperatura di fusione del polimero, così da limitare le temperature d'esposizione ad un range ristretto;
- il meccanismo di ossidazione può cambiare ad elevate temperature, invalidando l'extrapolazione dei risultati;
- il differente tasso di degradazione, descritto sopra, può portare a notevoli errori nelle misurazioni del tempo di vita utile e della sua extrapolazione;
- la superficie di craking può essere osservata in determinati gradi delle poliolefine. Ciò aumenta l'ingresso di ossigeno nel polimero ed invalida ogni previsione basata sul materiale non fessurato. Inoltre, ad elevate temperature, queste fessure possono rimarginarsi, ma ciò deve poi essere ben verificato a temperature inferiori;
- la diffusione degli antiossidanti gioca un ruolo chiave in tutte le fasi del processo di ossidazione. Il tasso di diffusione di ossigeno dall'esterno, di diffusione di antiossidanti e di migrazione dei radicali prodotti dalle reazioni a catena aumentano tutti ad elevate temperature e diminuiscono con la cristallizzazione e orientazione del polimero. Questi effetti sono accelerati da un elevato rapporto superficie/volume.
- la lisciviazione si manifesta in quei materiali che hanno un elevato rapporto superficie-volume o che contengono antiossidanti sensibili a questo fenomeno. Per materiali con queste caratteristiche, è, dunque, essenziale una selezione accurata di stabilizzanti.

Tutto ciò porta a dire che, i migliori risultati si raggiungono suddividendo il processo in fasi di ossidazione oppure aumentando la pressione dell'ossigeno come riportato nelle norme ISO 13438.

Prove multiple. La degradazione di polipropilene o polietilene può essere suddivisa in 2 fasi: una prima fase di consumo dell'antiossidante ed una seconda di degradazione del polimero non protetto. Per stabilire quale fase si è raggiunta, si fa ricorso alla determinazione del *tempo di introduzione all'ossidazione (OIT)* oppure *al tempo di introduzione all'ossidazione ad alta pressione (HPOIT)* dove sono presenti stabilizzanti alla luce ad ammine inibite (HALS). Nella prima fase di ossidazione, il parametro OIT si riduce progressivamente mentre, contemporaneamente, avviene il consumo degli

antiossidanti, ma le proprietà meccaniche restano invariate. Nella seconda fase, il parametro OIT è relativamente basso e la resistenza meccanica e l'allungamento a rottura diminuiscono.

Le prove di ossidazione accelerata vengono eseguite riscaldando il geosintetico in un forno ad aria forzata (IEC 60126).

Per ogni campione si eseguiranno test di temperatura, e si valuteranno:

- t_{ind} , che rappresenta il tempo di introduzione durante l'ossidazione;
- t_{deg} , che rappresenta il tempo di degradazione durante l'ossidazione.

Si rappresenteranno separatamente t_{ind} e t_{deg} . Se la riduzione della resistenza è accettabile, si valuta la vita utile totale ($t_{ind} + t_{deg}$) per ciascun set di resistenza 'conservata' e si rappresenta la resistenza rispetto alla vita utile totale. Si legge, tramite interpolazione, il valore della resistenza 'conservata' dal materiale per il tempo di vita d'esercizio a temperatura d'esercizio. Si pone, dunque, RF_{CH} pari al reciproco della resistenza mantenuta.

Un'altra causa della degradazione chimica è quella riconducibile ***all'azione microbiologica***, per cui, i microrganismi, in assenza di luce, possono causare il degrado polimerico del geosintetico. Tali batteri, alghe, funghi, lieviti, si nutrono del carbonio che ricavano dai composti organici: la loro attività aumenta di intensità all'aumentare della temperatura e dell'umidità. In alcuni casi, ciò, può interessare gli additivi usati nella fabbricazione dei geosintetici.

La degradazione biologica, comunque, non rappresenta un serio problema per i geosintetici tipicamente utilizzati come rinforzo, perché, se caratterizzati da peso molecolare elevato, non sono facilmente attaccabili.

1.1.5.2.2 Fenomeno del creep

I materiali sintetici sono caratterizzati da un comportamento elasto-viscoso-plastico che, proprio per questo, se sottoposti ad uno stato tensionale costante, subiscono il decadimento di alcune proprietà meccanico-fisiche, che, in particolare nei rinforzi, si traduce in una riduzione della resistenza a trazione del materiale. Questo fenomeno è noto come *creep*. Il problema si riconduce, dunque, al tentativo di determinare, in maniera quantitativa, la parte di deformazione viscosa che si manifesta a lungo termine nel geosintetico, rispetto alla deformazione totale che il prodotto è in grado di

sostenere. Tale comportamento può essere rappresentato attraverso la curva deformazioni-totali/tempo riportata in Figura 1.3.

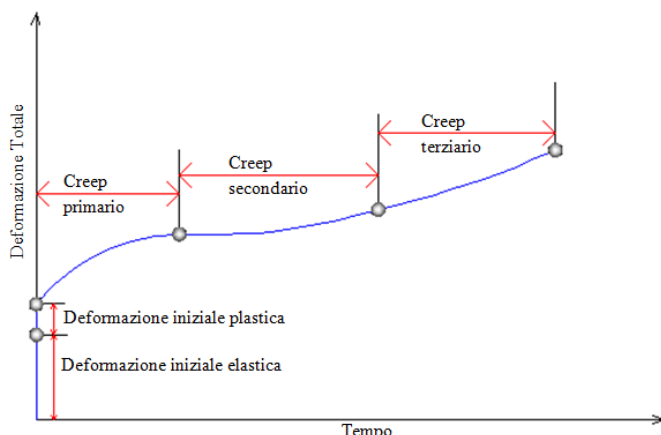


Figura 1.3 Andamento della deformazione totale nel tempo in un geosintetico di rinforzo sottoposto a trazione.

Nella Figura si possono osservare una prima fase, quella corrispondente al carico, praticamente istantanea, caratterizzata dalla sovrapposizione di deformazioni elastiche e plastiche. Nel momento in cui si raggiunge il valore massimo, il carico si mantiene costante nel tempo, mentre si sviluppano delle deformazioni di tipo viscoso. La velocità con cui si sviluppano tali deformazioni varia nel tempo e generalmente è possibile distinguere una prima fase di creep primario in cui la velocità di deformazione diminuisce nel tempo fino a raggiungere un certo valore caratteristico della fase di creep secondario. In questa fase si può registrare una lieve fase di aumento della velocità di deformazione solo se il carico cui è sottoposto il rinforzo è sufficientemente elevato, e conduce alla terza fase, creep terziario, che porta alla rottura del rinforzo.

Il comportamento nel tempo dei rinforzi soggetti a carichi di trazione statici permanenti può essere analizzato estrapolando, graficamente o con procedure di curve-fitting alla vita utile di progetto, i risultati di prove di creep a trazione determinate a temperatura ed umidità controllate, secondo quanto previsto dalle norme UNI EN ISO 180 13431.

Per estendere i risultati alla vita di progetto dell'opera è possibile utilizzare **il metodo di sovrapposizione tempo-temperatura (TTS)** che consiste nel determinare, a parità di carico di trazione, le curve di creep relative a differenti valori di temperatura e riportando tali misurazioni in un unico diagramma ($e-\log t$): la temperatura più bassa è la temperatura di riferimento e corrisponde a quella di progetto. Le curve di creep corrispondenti alle temperature più elevate risultano traslate lungo l'asse del

tempo fintanto che non formino un'unica curva continua o curva “*master*” tramite cui è possibile prevedere la curva di creep a lungo termine corrispondente alla temperatura di progetto.

Lo stesso criterio che prevede di accelerare gli effetti del creep aumentando la temperatura di prova, sta alla base di un altro metodo, quello dei gradini di carico alla stessa temperatura (**SIM**). In questo caso la prova di creep è condotta con carico di trazione statico mantenuto costante, così come la temperatura che resta invariata per intervalli di tempo e quindi aumentata “*a gradini*”. Anche in questo caso, la curva di riferimento alla temperatura di progetto si ottiene traslando le curve ottenute in corrispondenza delle temperature maggiori.

Il *creep rupture*, o resistenza sotto l'azione di un carico permanente, è determinato misurando i tempi a rottura per un massimo di almeno 10000 h. I risultati sono estrapolati per prevedere una maggiore durata di vita a carichi inferiori e stimare, con ciò, il coefficiente RF_{CR} . Questa procedura deve essere sostenuta dalle misurazioni ad elevate temperature. Nel metodo convenzionale **TTS** i risultati ottenuti su più campioni ad elevate temperature forniscono una migliore previsione del comportamento a lungo termine ad temperatura ambiente. Nel metodo **SIM**, la temperatura di ogni singolo campione è aumentata per step. Le sezioni della curva di allungamento da creep determinate a ciascun step di temperatura sono poi combinate per prevedere la deformazione di creep a lungo termine e il tempo di rottura. Il comportamento di *creep rupture* dei materiali sintetici viene misurato in accordo con le norme ISO 13431 con un minimo di 12 misurazioni. Come guida, almeno 4 dei risultati dei test devono registrare la rottura tra 100 h e 1000 h, e almeno 4 dei risultati dei test devono giungere a rottura tra le 1000h e le 10000, con almeno un risultato aggiuntivo che giunge a rottura approssimativamente a 10000 h (1.4 anni) o più. I campioni sono testati nella direzione in cui viene applicato il carico in uso. La resistenza tensile di ogni gruppo, T_B , nella stessa direzione deve essere determinata in accordo con le norme ISO 10319 utilizzando “morse” simili a quelle impiegate per il *creep rupture testing*. I carichi applicati per determinare il creep a rottura sono espressi come una percentuale di T_B . La temperatura deve essere conforme a quella riportata nelle norme ISO 13431 e ISO 10319.

I dati che provengono, quindi, da un test di creep a rottura sono essenzialmente:

- carico per larghezza T , valutato come una percentuale della resistenza tensile del gruppo di campioni, T_B ;
- tempo a rottura, t_R , espresso in h;
- $\log t$ a rottura;

- osservazioni a rottura, includendo la deformazione a rottura o la deformazione ai punti in cui il tasso di creep inizia ad aumentare (creep terziario) e, dove visibile, la natura delle fratture superficiali
- informazione sulla deformazione da creep, se disponibile, in particolare se viene applicato il TTS.
- se il test è convenzionale (20°C), **TTS** o **SIM** sono eseguiti su materiali simili per supportarne i dati.
-

Curve di interpolazione (Metodo Convenzionale)

I dati sono rappresentati come $y = T$ (espresso come una percentuale di T_B) rispetto a $x = \log t_R$ e dovrebbero produrre un diagramma lineare. Questo è, dunque, riferito ad un diagramma semi-logaritmico valido in caso di rinforzi in poliestere. Se il grafico rappresentato non è lineare, è necessario rappresentare le ordinate (y) come una funzione del carico applicato per arrivare ad una forma lineare. L'uso della funzione $y = \log T$, che fornisce un diagramma logaritmico, è valido soprattutto nelle applicazioni di rinforzi in polietilene e polipropilene.

Si adatta una retta per l'analisi di regressione statistica. Successivamente, x è pari a $\log t_R$ e y pari a T .

I punti di creep a rottura, n , sono dati da (x_i, y_i) . Contrariamente alla notazione classica, la variabile indipendente è rappresentata nell'asse y e la variabile dipendente sulle x .

La retta di regressione è data dalla formula:

$$x = \bar{x} + m(y - \bar{y}) \quad (13)$$

dove $\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$ e $\bar{y} = \frac{\sum y_i}{n}$.

I valori medi sono determinati utilizzando tutti i punti (x_i, y_i) .

Il coefficiente angolare m è dato dalla formula:

$$m = \frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum (y_i - \bar{y})^2} \quad (14)$$

Per lo scambio degli assi, il gradiente del grafico (coefficiente angolare) è dato da $1/m$. Per un diagramma semi-logaritmico, questo può essere espresso come una percentuale della resistenza tensile con passo di 10 (tempo). L'intercetta y_0 , per $x=0$, è data da:

$$y_0 = \bar{y} - \bar{x}/m \quad (15)$$

Estendendo la regressione alla vita di progetto dell'opera, si calcola il fattore RF_{CR} come $1/T$ se y è espressa in percentuale, oppure come $RF_{CR}=100/y$ se y è calcolata come:

$$y = \bar{y} - (\log t_D) / m \quad (16)$$

Si registra la durata del più lungo test portato a termine con la rottura, o la durata del più lungo test incompleto, la cui durata è stata inclusa nel calcolo della regressione. Questa durata è definita t_{max} .

Determinazione del comportamento viscoso a trazione

La prova consiste nel caricare i provini per mezzo di un carico statico costante, in condizioni ambientali costanti di temperatura ed umidità. Il carico applicato è uniformemente distribuito su tutta la larghezza del provino. Si misura l'allungamento in maniera continua o per intervalli di tempo, per un periodo minimo di 1000 h: chiaramente, se il provino giunge a rottura prima delle 1000 h, è necessario registrare il momento in cui è avvenuta la rottura.

L'apparecchiatura di prova è costituita un sistema di ammorsamento dei provini (per evitare lo sfilamento), un sistema di carico e un sistema di misurazione della lunghezza di deformazione nel tempo. I morsetti devono essere fissati al sistema di carico in modo che esso risulti centrato rispetto al provino (giunti trasversali o cerniere sferiche). La struttura di carico deve risultare sufficientemente rigida, da sopportare i carichi senza deformazione apparente, isolata dalle vibrazioni esterne e dagli eventuali disturbi causati dalla rottura dei provini.

Il carico di trazione da creep, mantenuto costante con una precisione del $\pm 1\%$, è applicato con pesi che agiscono direttamente, oppure attraverso un sistema di leve o carichi meccanici, idraulici o pneumatici. Il sistema di misura valuta la variazione della lunghezza del tratto, o deformazione, misurata tra due linee parallele orizzontali o tra due punti posti sull'asse centrale del provino nella direzione del carico. I provini impiegati nella prova misurano una larghezza minima di 200 mm e la prova viene condotta con almeno 4 livelli di carico scelti opportunamente tra 5%, 10%, 20%, 30%, 40%, 50%, 60% della resistenza a trazione misurata. Dopo che l'intero carico di trazione da creep è stato applicato, si misura la variazione della lunghezza di deformazione con i seguenti intervalli di tempo: 1, 2, 4, 8, 15, 30 e 60 min; 2, 4, 8 e 24 h; 3, 7, 14, 21 e 42 giorni (42 giorni = 1 008 h).

Per determinare la rottura per viscosità a trazione, i 4 carichi selezionati per la prova devono essere compresi tra il 50% e il 90% della resistenza a trazione misurata, e deve essere eseguita a temperature superiori a quella di progetto. Le condizioni standard prevedono una temperatura ambiente costante pari a 20°. Si possono eseguire prove anche con range di temperatura compresa tra i 10° e i 40°, per poter disporre di un più ampio spettro di valori, da cui poi eseguire le opportune estrapolazioni. Si utilizzano, dunque, tre provini per ognuno dei 4 carichi prescelti, per un totale di 12 provini sottoposti a prova.

In definitiva, i fattori di riduzione cambiano a seconda del tipo di polimero considerato e della sua qualità. Nella Tabella 1.19 sono riportati i

campi di variazione caratteristici dei tre polimeri che più frequentemente sono impiegati come rinforzo:

Tabella 1.19 Valori tipici del fattore di riduzione RF_{CR}

Polimero	RF_{CR}
PET	2.5 / 1.6
PP	5 / 4
HDPE	5 / 2.6

Dalle curve di creep corrispondenti a ciascun carico di trazione, è possibile leggere le deformazioni per ciascun intervallo temporale, solitamente 1h, 10h, 100h.. incluso quello relativo alla vita di progetto dell'opera. Si definisce, dunque, un diagramma sforzi-deformazioni: per ciascuna durata, si rappresentano i valori di carico e deformazione per ogni durata di tempo considerata. Queste curve vengono chiamate curve isocrone. In questo modo è possibile valutare il carico di trazione di lungo termine corrispondente a una prefissata deformazione del rinforzo.

Resistenza a lungo termine e resistenza residua

La resistenza a lungo termine si valuta come (Equazione 17):

$$T_D = T_{char} / (RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CR} \cdot RF_{CH} \cdot f_s) \quad (17)$$

Alla resistenza nominale si applica un fattore di sicurezza f_s funzione delle incertezze sulle estrapolazioni dei risultati delle prove specifiche utilizzate per determinare i coefficienti riduttivi (soprattutto per quelli estrapolati tramite prove a lunga durata).

Si valuta il parametro R_1 , legato alle incertezze sull'estrapolazione dei dati delle prove di creep, come $R_1 = 1.2^{r-1}$, dove $r = \log(t_D / t_{max})$ con un valore minimo pari ad 1. t_{max} è il tempo massimo a rottura ricavato dalle prove di creep, espresso in ore, eventualmente dopo il **TTS** (time-temperature superposition methods).

Per tener conto dell'incertezza legate all'estrapolazione di Arrhenius, si stima il parametro $R_2 = T_x / T_{LCL}$. Quindi si calcola (Equazione 18):

$$f_s = 1 + \sqrt{((1 - R_1)^2 + (1 - R_2)^2)} \quad (18)$$

Se è previsto che l'opera debba sostenere carichi e, contemporaneamente, resistere ad azioni sismiche temporanee o altri sovraccarichi, allora la vita di

progetto deve essere una frazione (ad esempio < 10%) del tempo in cui il carico sostenuto porterebbe alla rottura.

La resistenza residua, in ogni momento durante la vita utile dell'opera, deve essere assunta come (Equazione 19):

$$T_{DR} = T_{char} / (RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH} \cdot f_s) \quad (19)$$

1.1.6 Interazione tra terreno e rinforzo sintetico

Dal punto di vista pratico, l'effetto che si genera all'interno di una struttura composita (terreno-rinforzo) dipende, per lo più, dal grado di rigidità flessionale caratteristica del rinforzo impiegato: l'inclusione, infatti, di materiali flessibili, come nella fattispecie i geosintetici, determina l'insorgere di sole tensioni tangenziali per effetto dell'attrito che si genera all'interfaccia dei due materiali.

Il trasferimento delle tensioni tra terreno e rinforzo avviene attraverso l'interazione tra i due sistemi, che si manifesta lungo la superficie di contatto tra i due materiali: affinché si registri tale trasferimento è necessario che il geosintetico utilizzato disponga di alcune caratteristiche fondamentali come:

- *idonee caratteristiche di resistenza a trazione e rigidità*: si deve garantire che il rinforzo attivi adeguati livelli di resistenza a trazione, nel momento in cui il terreno ad esso adiacente, per effetto dei carichi esterni applicati, richieda il suo contributo. Inoltre, il livello deformativo (ϵ) che si genera all'interno del rinforzo, nel caso in cui vi sia una collaborazione sinergica tra le due componenti, tende ad attivare la capacità intrinseca del prodotto sintetico di resistere a trazione. È dunque fondamentale essere in grado di valutare se il livello deformativo corrispondente, attivato nel rinforzo, non risulti incompatibile con i valori deformativi che rendono l'opera non funzionale. Nel caso in cui il livello deformativo generato all'interno del rinforzo, non dovesse essere compatibile con l'opera all'interno della quale è stato inserito, si renderà necessario rivedere la scelta progettuale e, quindi, il tipo di materiale sintetico da impiegarsi;
- *lunghezza sufficiente* perché l'opera in terra risulti sufficientemente ancorata alla parte stabile del pendio/terreno al fine di evitare l'insorgere di movimenti di tipo rotazionale o traslativo;

- *materiale adeguato* a resistere alle condizioni chimico-fisiche, eventualmente aggressive, presenti all'interno del terreno;
- *durabilità* da intendersi come mantenimento delle qualità fisico-meccaniche performanti;
- *struttura geometrica adeguata* al fine di generare il miglior effetto stabilizzante che, potenzialmente, è in grado di sviluppare.

Anche il terreno, così come il rinforzo sintetico, deve garantire alcune caratteristiche tali da poter interagire al meglio con l'elemento incluso. In particolare si valutano:

- l'assortimento granulometrico;
- lo stato di addensamento;
- la resistenza al taglio e fenomeno della dilatanza.

Adottando il criterio tradizionale di *Mohr-Coulomb* per rappresentare il comportamento del sistema ibrido e ammettendo che il contributo reso disponibile dal rinforzo sia pari alla massima resistenza a trazione che il materiale è in grado di attivare, il suo stato limite ultimo corrisponderà, ovviamente, al valore di rottura.

Il materiale composito (*terreno-geosintetico*) è rappresentabile, sul piano di *Mohr* (Figura 1.4), come se fosse un terreno dotato di coesione efficace c'_r (Schlosser e Long, 1972) (Equazione 20).

$$c'_r = \frac{\sigma'_r \cdot \sqrt{K_p}}{2} = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{2 \cdot \Delta B \cdot \Delta H \cdot K_a} \quad (20)$$

Dove:

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

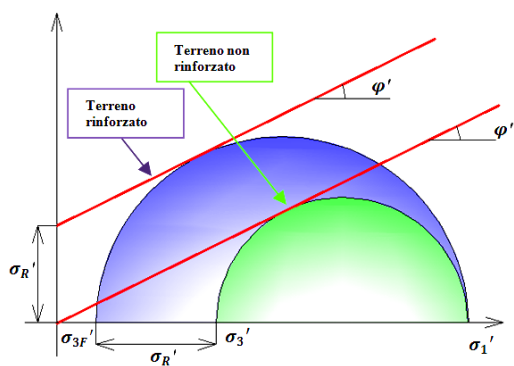


Figura 1.4 Rappresentazione del terreno rinforzato e non, sul piano di Mohr.

1.1.6.1 Meccanismi di interazione

La conoscenza dei parametri che entrano in gioco nell'interazione terreno-rinforzo, e quindi la loro evoluzione nel tempo in relazione anche alla variazione dei carichi applicati, riveste un ruolo di grande importanza nella progettazione delle opere in terra rinforzata. È prassi fare riferimento a tre differenti meccanismi di interazione:

- attrito che si genera tra il terreno e la superficie piena del rinforzo;
- la resistenza passiva che si mobilita in corrispondenza degli elementi pieni del rinforzo, trasversali alla direzione di spostamento relativo terreno/rinforzo;
- l'attrito di scorrimento tra il terreno imprigionato all'interno delle aperture del rinforzo e quello circostante.

Il complesso comportamento che si verifica all'interfaccia è approssimato introducendo una tensione tangenziale equivalente. Attraverso la stima di questa grandezza (che si traduce nell'introduzione di opportuni coefficienti), è possibile valutare l'entità della resistenza mobilitata dal geosintetico in rapporto, sostanzialmente, a due possibili cinatismi critici (Figura 1.5):

- lo **scivolamento** di una porzione di manufatto su un singolo elemento di rinforzo (*direct sliding*);
- lo **sfilamento** del rinforzo dalla porzione stabile di terreno (*pullout*).

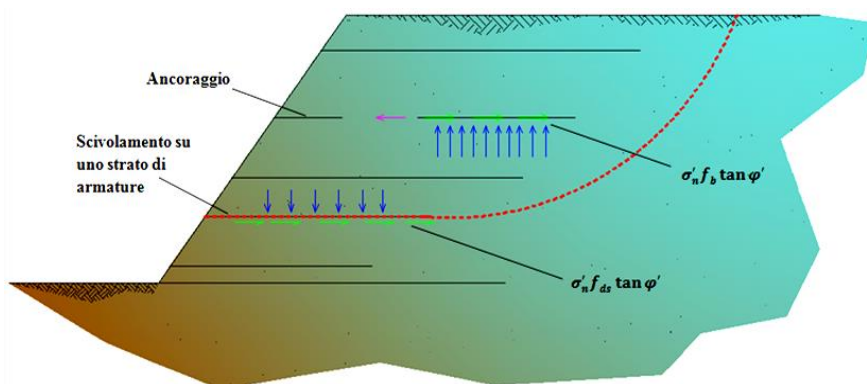


Figura 1.5 Forme di interazione tra il rinforzo sintetico e il terreno

La tensione tangenziale d'attrito equivalente può essere valutata come (Jewell, 1991) (Equazioni 21 e 22):

$$T_{ds}=L_r \cdot W_r \cdot \sigma'_n \cdot f_{ds} \cdot \tan(\varphi) \quad (21)$$

$$T_b=2 \cdot L_r \cdot W_r \cdot \sigma'_n \cdot f_b \cdot \tan(\varphi) \quad (22)$$

Dove:

W_r rappresenta la larghezza del rinforzo,
 L_r la lunghezza del rinforzo,
 σ'_n è la tensione efficace in direzione ortogonale al piano del rinforzo,
 f_{ds} è il coefficiente di attrito equivalente per scorrimento,
 f_b rappresenta il coefficiente di attrito equivalente per sfilamento;
 φ è l'angolo di attrito interno.

Ipotizzando una completa compenetrazione del terreno all'interno delle maglie aperte di un elemento di rinforzo sintetico quale può essere una geogriglia, Jewell formulò le seguenti espressioni (Equazioni 23 e 24) per i coefficienti di attrito:

$$f_{ds}=1-\alpha_s \left(1 - \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)} \right) \quad (23)$$

$$f_b=\alpha_s \cdot \left(\frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)} \right) + \left(\frac{\alpha_b \cdot B}{S} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \cdot \frac{1}{2 \cdot \tan(\phi)} \quad (24)$$

In cui i parametri sono definiti come:

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.

Appare evidente dalla Figura 1.6 come e quanto l'interazione terreno-rinforzo sia influenzata dalla geometria e natura del materiale impiegato: le geogriglie, che presentano una struttura piana aperta e una distribuzione

regolare di aperture entro le quali il terreno può incastrarsi, interagiscono con il terreno sia per attrito, che si genera sulla superficie dei fili, sia per incastro delle particelle nelle aperture, mentre i geotessili sono in grado di interagire con il terreno solo per attrito. Pertanto, il meccanismo di interazione delle geogriglie risulta più efficace ed efficiente rispetto ai geotessili che, come mostrano le Tabelle 1.20 ed 1.21, sono caratterizzati da coefficienti di interazione per sfilamento e per taglio diretto risultano essere più elevati.

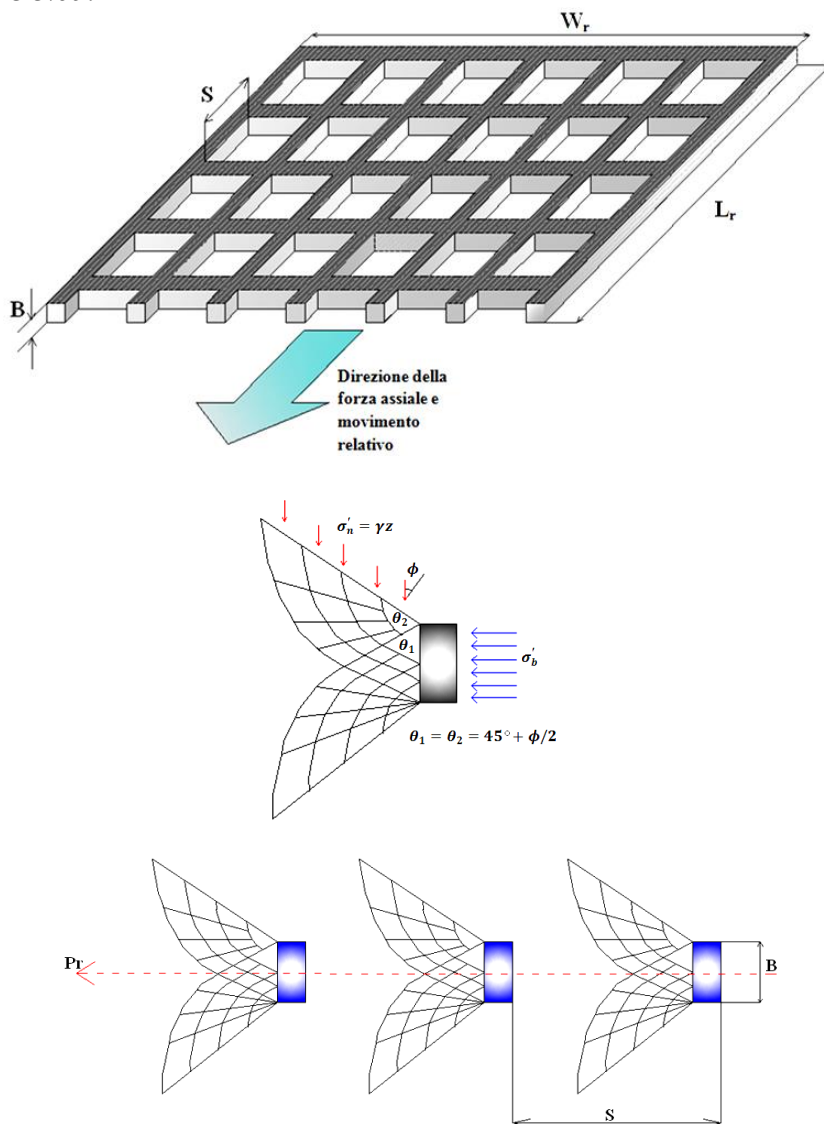


Figura 1.6 Grandezze caratteristiche per la definizione del direct sliding e schema di comportamento di una geogriglia per la definizione di f_{ds} e f_b

Tabella 1.20 Valori tipici del coefficiente di direct sliding (valore minimo per terreno poco compattato, massimo per terreno molto compattato)

Terreno	f_{ds} minimo		f_{ds} massimo	
	Geogriglie	Geotessuto	Geogriglie	Geotessuto
Ghiaia	0.90	0.80	1.00	0.90
Sabbia	0.85	0.70	1.00	0.85
Limo	0.75	0.50	0.85	0.70
Argilla	0.70	0.40	0.80	0.50

Tabella 1.21 Valori tipici del coefficiente di pullout (valore minimo per terreno poco compattato, massimo per terreno molto compattato)

Terreno	f_b minimo		f_b massimo	
	Geogriglie	Geotessuto	Geogriglie	Geotessuto
Ghiaia	0.90	0.80	1.50	1.00
Sabbia	0.85	0.75	1.20	0.90
Limo	0.75	0.50	1.00	0.75
Argilla	0.70	0.40	0.90	0.60

1.1.6.1.1 Coefficiente di Direct Sliding

Analiticamente, il coefficiente di *Direct Sliding* è rappresentato dalla seguente espressione (23):

$$f_{ds} \cdot \tan(\varphi) = \bar{a}_s \cdot \tan(\delta) + (1 - \bar{a}_s) \tan(\varphi) \quad (23)$$

In cui i parametri sono definiti come:

$\bar{a}_s$ frazione solida della superficie della geogriglia, ovvero la parte interessata dalla presenza del materiale polimerico rispetto alla superficie di riferimento del campione unitario di materiale (percentuale di pieni);

δ angolo di attrito tra parte solida della geogriglia e terreno;

φ è il coefficiente di attrito che si sviluppa all'interfaccia terreno-geosintetico.

Per i geosintetici di rinforzo a maglia chiusa (geotessili tessuti), invece, il coefficiente di *Direct Sliding* è espresso mediante la seguente relazione analitica, assumendo $\overline{a_s} = 1$. Quindi:

$$f_{ds} = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi')} \quad (24)$$

Il parametro può assumere valori compresi nell'intervallo che va da 0.6 a circa 1.

1.1.6.1.2 Coefficiente di Pullout

Riferendoci ai primi studi teorici condotti da *Jewell* (1984), si può definire il *coefficiente di sfilamento* in funzione dei parametri geometrici del rinforzo (a_s , a_b , B , S), dell'angolo di resistenza al taglio (φ), dell'angolo di attrito terreno-geosintetico δ e dello stato tensionale agente all'interfaccia (σ'_n , σ'_h) come mostra la seguente espressione (Equazione 25):

$$f_b \cdot \tan(\varphi') = \overline{a_s} \cdot \tan(\delta) + \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{\overline{a_b} \cdot B}{2 \cdot S} \right) \quad (25)$$

Mediante semplici passaggi matematici, si ottiene (Equazione 26):

$$f_b = \overline{a_s} \cdot \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi')} + \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{\overline{a_b} \cdot B}{2 \cdot S} \right) \cdot \frac{1}{\tan(\varphi')} \quad (26)$$

Nel caso di geosintetici a maglia chiusa si possono assumere (geotessili tessuti):

$$\begin{aligned} \overline{a_s} &= 1 \\ \overline{a_b} &= 0 \end{aligned}$$

Per cui:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi')} \quad (27)$$

E, quindi, si può concludere che:

$$f_{ds} = f_b \quad (28)$$

Per quanto riguarda, invece, i geosintetici di rinforzo a maglia aperta (geogriglie), sostituendo i valori caratteristici del materiale all'interno dell'espressione numerica, si verifica che il massimo valore possibile del coefficiente si registra in corrispondenza di geometrie con $\frac{S}{a_b} * B < 20$.

1.1.7 Compatibilità del livello di deformazione nei due materiali e deformabilità dei rinforzi

Affinché i rinforzi possano fornire un contributo significativo alla stabilità del rilevato strutturale, si devono garantire la reale possibilità di trasferimento delle tensioni tra terreno e rinforzi, una deformazione dei rinforzi tale da mobilitare la resistenza a trazione e contribuire alla stabilità, e la compatibilità delle deformazioni tra rinforzi e terreno, ovvero la resistenza necessaria alla stabilità deve venire mobilitata dai rinforzi restando nell'ambito di deformazioni accettabili del rilevato. In altre parole, nel momento in cui il terreno è in condizione di incipiente collasso, prima che ciò effettivamente si verifichi, è necessario che il rinforzo si attivi, deformandosi, al fine di fornire al terreno, la resistenza a trazione necessaria per mantenere il sistema ibrido in condizione di sicurezza.

Gli aspetti cruciali sono pertanto due e prendono in considerazione sia il comportamento della matrice solida soggetta a carichi esterni, sia il comportamento del rinforzo sintetico soggetto a carichi esterni in un determinato istante di tempo (Figura 1.7). Si definisce una curva di compatibilità che si ottiene diagrammando il comportamento di entrambi i materiali e andando alla ricerca del punto di equilibrio: si rappresentano l'andamento della forza richiesta dal terreno all'aumentare della deformazione e la forza mobilitata dal rinforzo incluso all'interno della matrice solida (Figura 1.8).

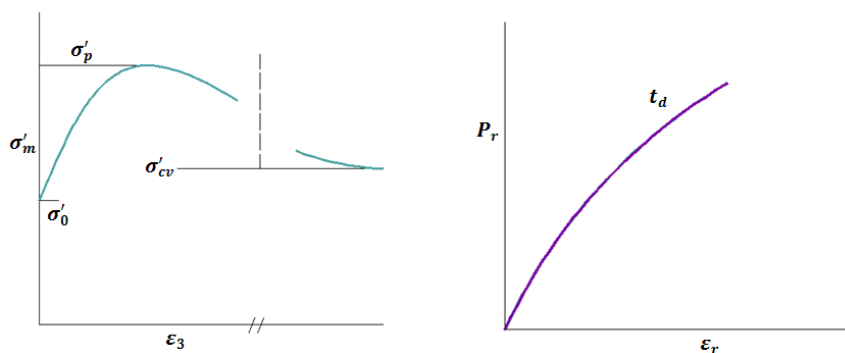


Figura 1.7 Andamento sforzi deformazioni delle due componenti del sistema (terreno a sinistra)

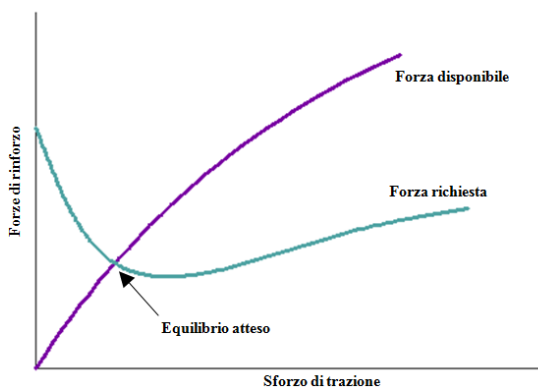


Figura 1.8 Relazione di compatibilità tra terreno e rinforzo sintetico.

Si può concludere che utilizzare un rinforzo troppo rigido può comportare la rottura a basse deformazioni senza che il terreno abbia potuto raggiungere dei livelli tensionali elevati, mentre, un rinforzo troppo flessibile potrebbe, di contro, attivare la resistenza utile in corrispondenza di livelli deformativi prossimi al collasso della struttura (Figura 1.9).

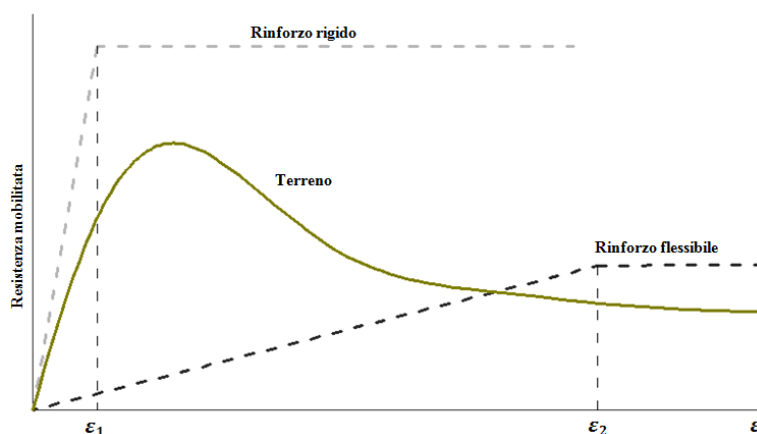


Figura 1.9. Confronto tra il comportamento qualitativo di un rinforzo rigido e flessibile

1.1.7.1 Il contributo del rinforzo sintetico

In genere, in assenza di rinforzo, il terreno, dotato di angolo di attrito interno pari a φ' , soggetto ad un carico assiale P_v (sforzo pari a σ_v), sviluppa una resistenza al taglio pari a:

$$P_{rs} = P_v \cdot \tan(\varphi') \quad (29)$$

L'inserimento di un rinforzo sintetico nel provino (Figura 1.10), determina l'insorgere, all'interno del rinforzo stesso, di due componenti:

$$P'_{res} = P_r \cdot \sin(\theta) \quad (30)$$

$$P''_{res} = P_r \cdot \cos(\theta) \quad (31)$$

La prima agisce riducendo la sollecitazione che tende a portare il provino verso le condizioni di rottura, mentre la seconda agisce incrementando la capacità resistente del terreno.

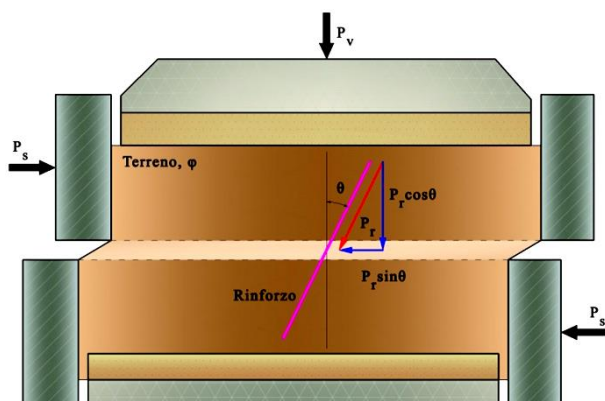


Figura 1.10 Prova di taglio diretto: inserimento del rinforzo sintetico nel provino

Appare, dunque, immediato comprendere l'effettivo beneficio che l'inserimento, all'interno del terreno, di un elemento sintetico di rinforzo determina nel sistema bifase.

Il concetto di terreno rinforzato ha la sua validità nel momento in cui vengono garantiti il perfetto collegamento tra i due materiali (terreno e rinforzo), potendo in questo modo contare sulle migliori caratteristiche geomeccaniche delle due componenti, e la corretta disposizione dei rinforzi all'interno della matrice solida. Se si considerano i campi di deformazione del terreno nel caso di un muro di sostegno o di un pendio, è possibile determinare, in corrispondenza delle superfici di scorrimento potenziali, lo stato tensionale del terreno e quindi le direzioni di compressione e di trazione, in condizioni di equilibrio limite attivo. È evidente, in entrambi i casi, che, posizionando i rinforzi in orizzontale nel terreno, questi si vengano a trovare all'interno dell'arco delle deformazioni di trazione, garantendo in tal modo il corretto funzionamento del rinforzo.

Si sottolinea che la presenza dei rinforzi all'interno della matrice solida, potrebbe costituire una superficie di scorrimento preferenziale essendo caratterizzati da un angolo di resistenza a taglio rinforzo/terreno inferiore a quella del terreno stesso. È per questo motivo che, al fine di evitare rotture all'interfaccia dei due materiali, è opportuno evitare di inserire i rinforzi inclinati e, dunque, verificare che non sussistano le condizioni per rotture per scivolamento piano lungo gli stessi.

1.2 I rinforzi metallici

I rinforzi metallici più diffusi sono quelli in acciaio di varie forme, come nastri metallici, nervati (larghezza 50 mm, spessore 4 mm, nervati su entrambi i lati) e lisci (larghezza da 60 a 120 mm, spessore 3-4 mm), e le reti tessute con trafilato in acciaio (solitamente con diametro del filo di 2.7 mm, maglie esagonali tipo 8x10). Tale tipologia di rinforzi solitamente è fornita di uno strato protettivo (galvanizzazione oppure rivestimento sintetico) con lo scopo di mitigare gli effetti della degradazione elettrochimica. I materiali in acciaio utilizzati devono obbligatoriamente essere conformi agli standard riportati di seguito (Tabella 1.22). Gli standard elencati costituiscono il riferimento sia per i tipi di materiali che per le modalità di prova, indicando, inoltre, i requisiti minimi di resistenza meccanica da garantire in funzione della tipologia di acciaio impiegato e delle caratteristiche dimensionali e definendo, dunque, le caratteristiche dei rivestimenti protettivi (spessori e composizioni).

Tabella 1.22 *Standard normativi di riferimento*

Nastri metallici	Tipo di acciaio	EN 10025-2/2004- Adatto alla galvanizzazione
	Galvanizzazione	EN ISO 1461
Grigliati	Tipo di acciaio	EN 10080 (trafilato a freddo) EN 10025 EN 10113
	Saldatura	EN 10080
	Galvanizzazione	EN ISO 1461
Barre, tondi	Tipo di acciaio	EN 10138 (trafilato a freddo) EN 10025 EN 10113
	Saldatura	EN 10080
	Galvanizzazione	EN ISO 1461
Reti tessute in trafilato di acciaio		EN 10218, EN 10223/3
	Galvanizzazione	EN 10244
	Rivestimento in plastica estruso	EN 10245
Bulloneria	-	UNI 3740/6

1.2.1 Nastri metallici, barre e reti

La resistenza meccanica caratteristica di questa famiglia di rinforzi fa riferimento alla tensione di snervamento dell'acciaio, che, insieme alle grandezze geometriche, come la larghezza e il diametro del rinforzo, consentono di ricavare la resistenza ammissibile a snervamento del singolo elemento: questa, opportunamente diminuita con un adeguato fattore di sicurezza, viene usata per il dimensionamento dell'opera di rinforzo. La resistenza meccanica è stabilita sulla base della norma EN 10002-1, considerando il rinforzo come inestensibile e non soggetto a fenomeni di creep. Per i nastri metallici si terranno in considerazione:

- le norme europee EN 10025 (tipo S355JO);
- una resistenza a rottura superiore a 510 N/mm^2 ;
- limite elastico superiore a circa 355 N/mm^2 ;
- allungamento a rottura superiore al 22%;
- in caso di zincatura a caldo, conformità con quanto previsto nelle norme EN 10244.

Per le reti la definizione del comportamento meccanico è funzione non solo della resistenza dell'acciaio ma anche della struttura complessiva. In particolare, riferendoci a reti ottenute per tessitura di trafilato d'acciaio, il materiale risulta deformabile e dunque, nelle prove di trazione, assimilabile ad un geosintetico, e la resistenza dovrà essere riferita alla corrispondente deformazione (Figura 1.11).

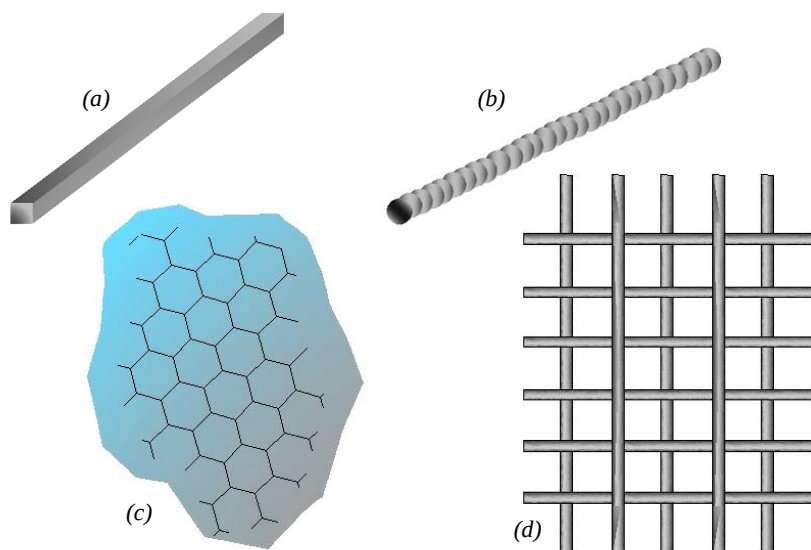


Figura 1.11 Rinforzi metallici. (a) (b) Barre
(c) Rete a maglia esagonale (d) Griglia

La resistenza nominale di cui sopra però non può essere utilizzata come valore di progetto, in quanto, i materiali metallici sono soggetti ad un forte deterioramento generato dalla corrosione ad opera degli agenti esterni, in particolare alla diminuzione della sezione d'acciaio. La durabilità dunque rappresenta una caratteristica di cui tener assolutamente conto nella fase di scelta del rinforzo metallico che viene ad essere migliorata mediante la galvanizzazione o il rivestimento con materiali polimerici. Le reti di maglia tessute di acciaio possono essere fornite di un rivestimento di lega di zinco-alluminio (Zn95Al5), spesso almeno $30 \mu\text{m}$, ulteriormente protetto da un

rivestimento di PVC o di PE spesso 0,5 mm. Il rivestimento di zinco-alluminio deve essere conforme alla EN 10244-2.

1.2.2 La resistenza a trazione

La resistenza a trazione per i rinforzi metallici si valuta a partire dalla resistenza allo snervamento dell'acciaio e dalle caratteristiche geometriche del rinforzo stesso, come mostra l'espressione (32) seguente:

$$T_d = \sigma_y \cdot S_n \quad (32)$$

In cui σ_y rappresenta lo *stress yielding* e S_n la sezione resistente netta (Figura 1.23).

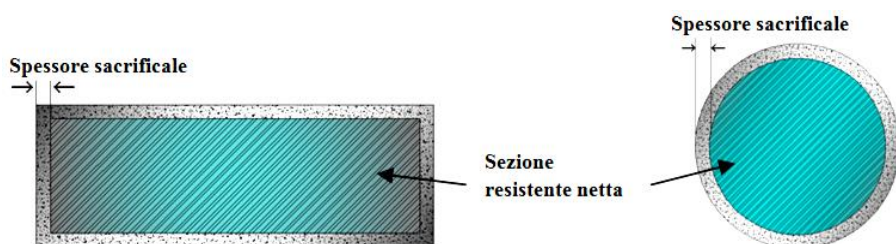


Figura 1.23 Sezione resistente netta di un rinforzo metallico

1.2.3 Corrosione dei rinforzi metallici

Il fenomeno della *corrosione* determina il deterioramento o la dissoluzione del metallo o delle sue proprietà per effetto di reazioni chimiche e/o elettrochimiche ad opera dell'ambiente circostante. Quando un'ampia superficie è affetta da tale fenomeno, può essere approssimativamente definita come corrosione diffusa o uniforme attraverso un tasso fittizio di corrosione medio annuo. Se invece risulta essere confinata in un punto specifico della superficie metallica (*vaiolatura*), la corrosione è di tipo localizzato e generalmente può causare un'azione più profonda, e determinare finanche la foratura del metallo nel caso di laminati: in tal caso si definisce il tasso fittizio di corrosione localizzata massimo annuo.

La corrosione rappresenta fundamentalmente il ritorno dei metalli al loro stato nativo quali ossidi e solfuri. Solamente i metalli nobili esistono in natura nel loro stato metallico: gli altri si ottengono quindi mediante l'applicazione di energia sotto forma di calore. Se non protetti dall'ambiente circostante, questi metalli ritornano, attraverso il processo di corrosione, che è comunque un processo irreversibile, dallo stato temporaneo a quello naturale.

Il processo di corrosione causa il rilascio di energia, che il metallo acquista durante la fase di raffinamento, sotto forma di energia elettrica. La corrente fluisce perché si verifica una differenza di potenziale fra le superfici di due metalli oppure fra due punti della stessa superficie in presenza di un elettrolite. Il valore di questo potenziale varia in funzione del tipo di materiale e della sua natura, dalla condizione della superficie, dalla natura dell'elettrolite e dalla presenza di materiali differenti all'interfaccia di un metallo e dell'elettrolite.

In generale, i suoli più corrosivi sono caratterizzati da una larga concentrazione di sali solubili, specialmente di solfati, clorati e bicarbonati, caratterizzati da un'elevata acidità (basso pH) oppure estremamente alcalini (alto pH).

Il processo di corrosione può essere mitigato tramite l'uso di *coatings* adeguati, tra cui la galvanizzazione e il rivestimento con materiali sintetici. I fattori che influiscono sul processo corrosivo possono essere di natura geologica, la presenza di correnti vaganti ed altri. Pertanto, diversi sono i parametri che entrano in gioco nel processo di corrosione, come la resistività del terreno, il grado di saturazione, il pH, i sali disciolti, il potenziale redox e l'acidità totale. Questi parametri sono correlati ma generalmente vengono stimati in modo indipendente l'uno dall'altro.

1.2.3.1 Fattori geologici

Gli ambienti potenzialmente corrosivi sono solitamente caratterizzati da un'elevata acidità o un'elevata alcalinità oppure che contengono una quantità significativa di sostanza organica che promuove la corrosione batterica. Si distinguono, dunque, *suoli alcalini*, *suoli ricchi di calcari*, *suoli organici* (torbe, concimi, letami) e di *origine industriale* (scorie, ceneri, materiali di miniera).

I suoli alcalini sono di origine calcarea oppure suoli che presentano una consistente quantità di sali. Suoli ricchi di sodio sono tipici delle regioni aride e semiaride in cui le precipitazioni sono scarse e, quindi, è maggiore il tasso di evaporazione e traspirazione presente. Questi suoli sono caratterizzati da una bassa permeabilità e il pH è generalmente alto (>9). I suoli ricchi di calcari contengono carbonati come la calcite, dolomite, carbonato di sodio e solfati come il gesso. Anche questi sono caratterizzati da un pH alcalino ma inferiore ad 8.5.

1.2.3.2 Correnti continue vaganti

Le correnti continue vaganti rappresentano una risorsa aggiuntiva per il verificarsi del processo di corrosione in quei sistemi costruiti nelle vicinanze di sistemi ferroviari alimentati da corrente elettrica o altro che comunque possa generare la dispersione di corrente nelle vicinanze dell'opera. In tali casi è opportuno evitare la messa a terra degli elementi di rinforzo e l'inserimento di puntazze di messa a terra nella struttura rinforzata.

1.2.3.3 Altri fattori ambientali

Nel processo corrosivo non sono da tralasciare gli aspetti legati al grado di compattazione del suolo e alla distribuzione granulometrica dei terreni di riporto che “circondano” il rinforzo metallico. La *compattatezza* del suolo è definita come la riduzione dei vuoti d'aria presenti fra le particelle di terreno e si misura con la compressione meccanica di una quantità di materiale in un dato volume. Quando si procede con la compattazione del suolo, la resistività dello stesso è costante e la tendenza alla corrosione generalmente diminuisce. Ma l'effetto della compattazione, come noto, varia in funzione del tipo di terreno: in suoli argillosi, il tasso di corrosione aumenta con il grado di compattazione.

Il tasso di *umidità* è determinato dalla struttura del suolo, dalla permeabilità e dalla porosità: quando il tasso di umidità contenuta da un suolo è compresa tra il 25% e il 40%, il tasso di corrosione aumenta. La corrosione di un acciaio medio aumenta quando l'umidità del mezzo eccede il 50% della saturazione. È opportuno ricordare che il problema della corrosione non interessa soltanto i rinforzi ma anche gli eventuali elementi di connessione dei rinforzi con il paramento. Pertanto, saranno costituiti entrambi dallo stesso materiale metallico e dovranno essere sottoposti allo stesso trattamento superficiale al fine di garantire la compatibilità elettrolitica (Tabella 1.24).

Tabella 1.24 *Proprietà dei terreni utilizzabili con rinforzi in acciaio galvanizzati (AA.VV., 2002, adattato)*

Proprietà del terreno	Limiti ammissibili	
	Sommerso	Non sommerso
pH	5-10	5-10
Resistività (ohm cm)	>3000	>1000
Contenuto in materia organica	≤1%	≤1%
(terreni argillosi passante al vaglio n.200> del 15%)		
Potenziale redox (volts)	≥0.40	≥0.40
Indice di attività microbiologica	≤5	≤5
Contenuto di ioni cloruro (% in peso)	≤0.01	≤0.02
Contenuto di solfati totali (% in peso)	≤0.10	≤0.20
Contenuto di ioni solfato	≤0.05	≤0.10
Contentuto totale di solfuri	≤0.01	≤0.03

1.2.4 La galvanizzazione

Il processo della galvanizzazione si esegue favorendo la deposizione di uno strato di zinco sull'acciaio. Lo zinco, per sua natura, ha un potenziale chimico standard di riduzione inferiore a quello dell'acciaio, ed è per questo motivo che, nel processo di corrosione, funziona da anodo e viene, dunque, utilizzato a protezione dell'acciaio. Un fattore di protezione maggiore può essere offerto all'acciaio tramite galvanizzazione con leghe di zinco-alluminio: questo tipo di lega fornisce una maggiore protezione all'acciaio, risultando più tenace ed efficiente rispetto al solo zinco.

Per garantire un'adeguata durabilità nel tempo del rivestimento si dovranno considerare:

- per spessore del rinforzo compreso tra 4 e 6 mm, si aggiunge uno spessore di zinco minimo di $70\mu\text{m}$ (500 g/m^2) per strutture non sommerse;
- per spessore del rinforzo superiore a 6 mm, è necessario uno spessore di zinco minimo di $85\mu\text{m}$ (607 g/m^2) per strutture non sommerse;
- $140\mu\text{m}$ (1000 g/m^2) per strutture sommerse.

Se si considera che il rivestimento di zinco viene corrosivo nel giro di circa 16 anni, si può concludere che la perdita di acciaio, rappresenta, per la vita dell'opera, un aspetto di cui non si può non tener conto.

La normativa di riferimento è la *BS 8006* di origine anglosassone o anche la norma francese (Ministero dei Trasporti), in cui sono indicati, in funzione della vita di progetto dell'opera (espressa in anni), lo spessore sacrificale in caso di strutture sommerse e non (in questo caso ci si riferisce a rinforzi senza rivestimento polimerico).

Un altro modo, infatti, per influire sulla durabilità del prodotto, è quello di utilizzare un rivestimento polimerico o epossidico.

1.2.5 Rivestimento polimerico

Il materiale polimerico, depositato a caldo, può essere utilizzato a protezione del rinforzo d'acciaio per ovviare al processo di corrosione cui il rinforzo, una volta inserito nella matrice solida, è soggetto.

I materiali utilizzati maggiormente sono resine epossidiche (*AASHTO M-284 per nastri metallici e AASHTO A-884-88 per reti metalliche*), oppure materiali plastici come il PVC o PE. Questi materiali, essendo dielettrici, bloccano il flusso di corrente che si genera a causa della corrosione, ma possono essere utilizzati esclusivamente in presenza di terreni con granulometria inferiore a 200 mm e con grani privi di asperità (danneggiamento in fase di posa in opera).

La durabilità di circa 16 anni può essere raggiunta con un rivestimento polimerico con uno spessore di $450\mu\text{m}$, equivalente alla durata offerta da un rivestimento di zinco con spessore di $86\mu\text{m}$.

1.2.6 Monitoring methods

L'obiettivo primario delle tecniche di monitoraggio è quello di valutare il tasso di corrosione per determinare l'integrità dell'opera in terra rinforzata con elementi d'acciaio o galvanizzati. Solitamente sono utilizzate, nella pratica ingegneristica, due tecniche per monitorare la corrosione dei rinforzi inclusi nel terreno, e sono:

- *Recupero dei rinforzi "sepolti"* e la misurazione a campione della perdita di peso e dello spessore della sezione. È un metodo distruttivo che richiede lo scavo per consentire il recupero. Il numero di valutazioni è pertanto limitato ai rinforzi riportati a luce: può accadere che il tasso di corrosione stimato sui campione sia realmente rappresentativo nel caso siano stati utilizzati nell'opera un gran numero di elementi di rinforzo: la stima è dunque affetta dall'influenza della variazione della densità, dal grado di umidità e dai sali disciolti che vanno a contatto con i rinforzi (i terreni non sono mai totalmente omogenei!);
- *Metodi elettrochimici remoti* misurano il potenziale e la resistenza di polarizzazione per ottenere una valutazione istantanea e in-situ del tasso di corrosione del rinforzo. Questo, a differenza del primo metodo, non è distruttivo e consente di monitorare da vicino le performance del rinforzo.

2 RILEVATO STRUTTURALE

Nella progettazione di opere in terra rinforzata, ruolo fondamentale è rivestito dal rilevato strutturale e dai materiali di cui è costituito.

L'idoneità di un materiale della terra rinforzata dipende da un certo numero di fattori che devono essere presi in considerazione quando si sceglie il materiale:

- *lavorabilità della terra*: deve essere tale che essa possa essere posta in opera e compattata fino a produrre le proprietà richieste dal progetto;
- *funzione e ambiente della struttura e comportamento a lungo termine*: alcuni tipi di strutture assolvono funzioni critiche, per cui gli assestamenti dopo la costruzione rappresentano un punto cruciale, per esempio spalle di ponti, muri che sostengono binari ferroviari ed edifici, oppure strutture di contenimento del terreno ecc. in questi casi si deve dunque scegliere un materiale per la terra che sia facile da compattare e che avrà, di conseguenza, una bassa compressibilità. Inoltre, da non trascurare, è il comportamento a lungo termine dell'opera, che deve garantire le prestazioni e le funzioni della struttura per un ben definito tempo di progetto: terreni degradabili e friabili non devono essere utilizzati, a meno che non siano condotti specifici studi per validare il loro impiego;
- *spessore dello strato della terra e granulometria massima*: la granulometria massima deve permettere la formazione di una superficie regolare in modo accettabile, e la sua compatibilità con lo spessore dello strato compattato. In generale, l'attrezzatura di compattazione utilizzata vicino al rivestimento della struttura solitamente deve essere più leggera che all'interno del corpo della terra, fermo restando che terre non idonee, come terreni organici, materiali solubili e materiali soggetti a rigonfiamenti non devono essere utilizzate;
- *tecnologia del paramento*: la normativa al riguardo richiede che essa sia compatibile sia con l'assestamento indotto dalla compattazione sia con l'assestamento che si registra dopo la realizzazione, tenendo conto della tipologia di terreno utilizzato per la costruzione del rilevato;

- *vegetazione*: qualora sia prevista una copertura vegetata sul paramento (superficie rinverdata), il materiale della terra prossimo alla parte anteriore della costruzione deve rispettare i requisiti specifici ed adatti alla tipologia di copertura vegetata scelta;
- *proprietà di drenaggio*: l'uso di materiali drenanti, dotati di particolari proprietà di drenaggio e di filtrazione, devono essere compatibili con il terreno del rilevato;
- *aggressività della terra*: l'azione aggressiva elettro-chimica, chimica e biologica del materiale della terra deve essere ben valutata per assicurare che tali proprietà non abbiano un effetto deleterio sulla prestazione del rinforzo o del paramento. Inoltre, da non trascurare, è l'effetto del danneggiamento meccanico dei rinforzi o dei loro rivestimenti, particolarmente importante quando si utilizzano terreni frantumati e spigolosi;
- *interazione terra-rinforzo*: l'interazione tra la terra e il rinforzo deve essere considerata per valutare la compatibilità con le ipotesi di progetto: tale valutazione deve basarsi su prove taglio, sfilamento e dove disponibile, opportune esperienze precedenti;
- *attrito interno e coesione della terra*: la valutazione dell'attrito interno e della coesione della terra deve essere rappresentativa delle condizioni in cui è utilizzata (per esempio, densità, contenuto di umidità, livello di sollecitazione) e compatibile con le ipotesi di progetto;
- *sensibilità al gelo*: qualora necessario, il materiale utilizzato deve risultare insensibile al gelo fino ad uno spessore della profondità del congelamento a partire da una qualsiasi superficie esposta a temperature al di sotto dello zero, a meno che non sia previsto l'impiego di uno strato isolante.

2.1 Il terreno del rilevato

Il terreno impiegato per la costruzione di opere in terra rinforzata, siano essi muri o pendii, deve necessariamente soddisfare dei requisiti essenziali, che variano in relazione al suo impiego. In particolare, si devono valutare le deformazioni, la capacità portante, la capacità drenante, tipo ed intensità dei

carichi e suscettibilità al disgelo. Il terreno di una terra rinforzata è dunque un elemento essenziale del sistema costruttivo. A parità di geometria, dimensioni dell'opera e carichi esterni, dalla resistenza al taglio del terreno utilizzato dipenderà la quantità e la resistenza dei rinforzi necessari a garantire la stabilità: chiaramente maggiore è la resistenza al taglio del terreno, minore sarà il numero dei rinforzi necessari.

I terreni tipicamente utilizzati sono per lo più di tipo granulare, come limi, sabbie e ghiaie ($IP < 25\%$). Queste tipologie di terreni presentano le migliori caratteristiche di interazione con i rinforzi, e, inoltre, possono venire compattati più facilmente senza dare luogo a deformazioni differite nel tempo e non sono soggetti a rigonfiamenti d'acqua. In genere, si preferiscono terreni caratterizzati da un'elevata permeabilità dal momento che, terreni coesivi o, quindi, a grana troppo fine, sarebbero fortemente influenzati dalla presenza di acqua e, dunque, dalle sovrappressioni che si potrebbero generare.

I terreni coesivi o granulari a grana fine, possono, invece, trovare applicazione nella stabilizzazione di pendii in terra rinforzata, in cui non sia economico l'impiego di terreni a grana grossa: in tal caso si terrà conto che l'impiego di terreni poco permeabili è fortemente influenzato dalle condizioni meteorologiche (realizzazione in condizioni di umidità controllata) al fine di evitare rotture o cedimenti eccessivi.

I terreni ideali per la realizzazione del rilevato strutturale sono costituiti da un buon assortimento granulometrico, evitando perciò terreni poco assortiti o con salti, ma anche terreni troppo uniformi perché più difficili da costipare e, probabilmente, caratterizzati da una scarsa interazione con i rinforzi.

La scelta del terreno idoneo, nel rispetto dei limiti prestabiliti dalla normativa in materia, include un'ampia gamma di terreni, che, nei casi peggiori possono essere migliorati con trattamenti adeguati: nella scelta, uno dei parametri fondamentali di cui tener conto è l'angolo di attrito interno. Infatti, i terreni che meglio si prestano a questo scopo, sono quelli caratterizzati da un angolo di attrito elevato.

Di seguito sono riportati i requisiti essenziali sia in caso di realizzazione di muri in terra rinforzata, sia di pendii rinforzati, pubblicati nelle norme FHWA (Tabella 2.1):

Tabella 2.1 Caratteristiche granulometriche ammissibili (FHWA, AA.VV., 2001)

Requisiti	Muro in terra rinforzata	Pendio rinforzato
diametro massimo dei grani (mm)	100	100
% con diametro ≤ 20 mm	-	100
% passante al vaglio n.4 (≤ 4.76 mm)	-	100-20

% passante al vaglio n.40 ($\leq 0.42\text{mm}$)	0-60	0-60
% passante al vaglio n.200 ($\leq 0.074\text{mm}$)	0-15	0-50
Coefficiente di uniformità	≥ 4	≥ 4
Indice di plasticità (%)	≤ 6	≤ 20

I test utili per la classificazione e valutazione dell'idoneità dei terreni sono riportati di seguito (Tabella 2.2 e 2.3). Ad essi si aggiungono le analisi granulometriche, con relativa classificazione *CNR-UNI 10006 (gruppi A1, A2-4, A2-5 ed A3)*, e la determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità (*AASHTO T 90*) sul passante al setaccio *0.4 UNI 2332*. I materiali impiegati, qualunque sia il gruppo di appartenenza, devono essere del tutto privi di sostanze organiche, vegetali e di elementi solubili o, in ogni caso, instabili nel tempo. Si aggiunge che le terre con contenuto di sostanza organica di origine vegetale minore del 5%, possono però essere utilizzate ma solo per gli strati di rilevato posti a più di 2 m dal piano di posa della pavimentazione.

Tabella 2.2 Classificazione e valutazione dell'idoneità dei terreni

Classificazione Generale	Terre ghiaio-sabbiose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 $\leq$ 35%						Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 $>$ 35%				Torbe e terre organiche più forti
Gruppo	A1		A3	A2			A4	A5	A6	A7	A8
Sottogruppo	A 1-a	A 1-b		A 2-4	A 2-5	A 2-6	A 2-7			A 7-5	A 7-6
Analisi granulometrica											
Frazione passante allo Staccio											
2 UNI 2332 %	≤ 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-
0,075 UNI 2332 %	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0,4 UNI 2332											
Limite liquido	-	-	≤ 40	> 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40
Indice di plasticità	≤ 6	N.P.	≤ 10	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10
Indice di gruppo	0		0	0		≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20

Tabella 2.3 Test utili per la caratterizzazione dei terreni, in funzione delle normative in materia

Parametro	Standard di prova
Contenuto d'acqua	UNI CEN ISO/TS 17892-1
Peso di volume secco massimo	UNI EN 13289-2 (AASHTO mod. T180)
Contenuto d'acqua ottimo (Proctor)	UNI EN 13289-2 (AASHTO mod. T180)
Densità relativa ottimale (Proctor)	UNI EN 13289-2 (AASHTO mod. T180)

Le prestazioni migliori sono fornite dai terreni che vengono messi in opera con un tasso di umidità ottimale che è di circa il 2%, e costipati, per strati non superiori ai 30 cm, fino al raggiungimento di almeno il 90% della densità massima raggiungibile con la prova AASHO modificata. Quest'ultima prova ha lo scopo di determinare il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale si ottiene la maggiore densità secca del materiale,

in condizioni di costipamento standardizzate, e la densità secca corrispondente. Tali valori sono utilizzati come valori di riferimento durante le attività di costipamento e di controllo, ma, laddove non fosse possibile effettuare prove di costipamento AASHO e prove CBR di laboratorio, l'attitudine all'impiego può essere determinata successivamente, attraverso la misura del modulo di deformazione M_d (CNR146/92), nel corso delle prove preliminari in vera grandezza (campo prove). Quando l'umidità delle terre scavate è tale da non consentire il costipamento necessario a raggiungere l'addensamento e la portanza richiesti dal capitolato, occorre mettere in atto i provvedimenti correttivi per modificare il contenuto d'acqua naturale e/o, a seconda dei casi, a migliorarle mediante stabilizzazione.

La stesa del materiale deve essere eseguita con regolarità per strati di spessore costante, con modalità e attrezzature atte a evitare segregazione, brusche variazioni granulometriche e del contenuto d'acqua.

I mezzi impiegati per il costipamento possono essere:

- *i rulli a piedi costipanti ed a segmenti*, utilizzati in presenza di terre fini coerenti;
- *i rulli a griglia*, adatti per le rocce tenere o, comunque, per i materiali per i quali è possibile correggere la granulometria per frantumazione; se molto pesanti risultano adeguati in caso siano presenti detriti di falda contenenti elementi di grosse dimensioni e, in una certa misura, per quelli provenienti da scavi in roccia;
- *i rulli gommati*, mezzi versatili e polivalenti: per la possibilità di variare il peso e la pressione di gonfiaggio dei pneumatici si prestano sia per le terre fini, sia per le terre granulari, sia anche, nel caso di mezzi molto pesanti, per le terre contenenti grossi elementi (detriti di falda);
- *i rulli lisci statici*, utilizzati, esclusivamente, per la finitura degli strati preliminarmente compattati con i rulli a piedi o con quelli gommati, e dunque per regolarizzare la superficie.

La compattazione deve assicurare sempre un addensamento uniforme all'interno di ogni strato e lungo i bordi del rilevato: in quest'ultimo caso, le scarpate vengono riprofilate, e una volta realizzata l'opera, si procede alla rimozione dei materiali eccedenti la sagoma di progetto. Durante le fasi di realizzazione è necessario garantire il deflusso delle acque meteoriche, che si attua conferendo agli strati una pendenza trasversale non inferiore al 4%.

Inoltre, ciascuno strato può essere messo in opera, solo e soltanto, dopo avere accertato, mediante prove di controllo, l'idoneità dello strato precedente.

2.1.1 L'angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio è il parametro impiegato per descrivere la resistenza a rottura del terreno nell'ambito dei metodi dell'equilibrio limite: il suo valore dipende da svariati fattori come il livello di stress, il livello di deformazione di taglio, le condizioni di deformazione e il grado di addensamento. Perciò, il valore di progetto φ_d deve essere scelto in funzione di tali condizioni di lavoro. Inoltre, nella scelta del terreno del rilevato è necessario che si tenga conto della compatibilità delle deformazioni rinforzo-terreno, e, nella scelta del livello di deformazione a rottura (condizione di equilibrio limite), non si trascurerà il comportamento, non solo del terreno ma anche dei rinforzi. Si è soliti utilizzare, a vantaggio di sicurezza, come valore del parametro di progetto φ_d l'angolo di resistenza al taglio che si ricava dalle prove triassiali o di taglio diretto.

Per i terreni impiegati nella realizzazione di muri in terra rinforzata è possibile fissare un limite inferiore dell'angolo di resistenza al taglio di circa 34°, anche se per sabbie particolarmente uniformi, si possono registrare valori anche di 31°-32°. Per i terreni impiegati nella stabilizzazione di pendii il valore minimo scende intorno ai 28°-30° in quanto queste tipologie di terreni possono contenere una maggiore quantità di frazione fine. Valori più alti di quelli appena indicati (maggiori di 40°) richiedono una maggiore attenzione nell'uso perché, comunque, è necessario garantire la compatibilità di deformazione tra terreno e rinforzi. In tali casi si registrano picchi pronunciati della curva sforzi-deformazioni a rottura e la mobilitazione della resistenza al taglio avverrebbe nell'ambito di un ristretto intervallo di deformazione che potrebbe non essere compatibile con quello dei rinforzi.

2.1.2 Stabilizzazione dei terreni

I terreni impiegati nella realizzazione del rilevato strutturale, in alcuni casi, possono essere diversi da quelli di scavo tal quale o dai terreni selezionati provenienti da scavi o da cave. Infatti, a causa della necessità di ottimizzare le risorse disponibili, di contenere i costi e di ovviare alla problematica del reperimento del materiale, spesso ci si trova di fronte a terreni che non sono però direttamente impiegabili nelle costruzioni. Per risolvere tali problematiche, è possibile ricorrere a tecniche alternative, come la miscelazione di terra e calce oppure terre stabilizzate con miscele di calce-cemento. Con tali tecniche, dunque, si riesce a rendere stabili e, pertanto idonei, materiali che in realtà, per loro natura, non sono in possesso delle caratteristiche meccaniche adatte all'impiego diretto.

Le terre da impiegare nella stabilizzazione appartengono ai gruppi (CNR-UNI 10006) A2, A4, A6 e A7.

In funzione di tali gruppi si sceglie il legante idraulico da aggiungere, considerando che la presenza di frazione organica nei terreni può causare il ritardo dell'indurimento delle miscele o inibirlo completamente.

- terreni ghiaioso-argillosi, sabbioso-argillosi, limoso-argillosi (classi A2-6 e A2-7), con IP >10%, si stabilizzano con calce (da eseguire unicamente in sito);
- terreni argillosi poco o fortemente compressibili (classi A6 e A7), con IP > 10%, si possono stabilizzare con calce o miscela di calce-cemento;
- terreni ghioso-limosi, sabbioso-limosi, limoso-argillosi (classi A2-4, A2-5, A4), con IP <10%, da stabilizzare con cemento o miscela di calce-cemento.

In funzione del contenuto d'acqua si sceglie la natura del legante da impiegare, tra cui calce idratata in polvere, calce aerea viva macinata e cemento. Il quantitativo da utilizzare è valutato in seguito a prove di laboratorio tenendo conto che, indicativamente, la percentuale di calce da miscelare, si aggira intorno al 2-5% in volume.

Gli effetti che si auspicano con l'impiego della *calce* sono, essenzialmente, due: lo scambio iniziale di ioni fra calce e terra e il fenomeno della carbonatazione. Il primo processo modifica le più piccole particelle d'argilla che coagulano sbriciolandosi mentre la terra varia la sua struttura e consistenza; il secondo processo, invece, conferisce al terreno una resistenza maggiore alla compressione (fenomeni di indurimento che possono anche protrarsi per anni).

La stabilizzazione con l'uso del *cemento* è frutto in parte dell'idratazione di questo a contatto con il terreno e in parte per le sue proprietà caratteristiche. In presenza di terreni limosi e limoso-argillosi l'idratazione del cemento crea legami forti tra i minerali che riducono la plasticità e aumentano la resistenza dell'argilla. Nel caso delle sabbie, invece, l'effetto della cementazione è simile a quello che avviene nel calcestruzzo: la pasta cementizia, in questo caso però, non riesce a riempire i vuoti intergranulari e crea legami superficiali tra le particelle conferendo, così, resistenza alla miscela.

Per valutare la corretta modalità di esecuzione della stabilizzazione sono necessarie prove di laboratorio e prove da eseguire direttamente in sito, come il campionamento, la determinazione dell'umidità naturale, l'analisi granulometrica, i limiti di consistenza, la classificazione secondo le norme CNR-UNI 10006, l'equivalente in sabbia, la composizione mineralogica, il tenore di sostanze organiche, il pH del terreno, il consumo iniziale di calce, la prova di compressione ad espansione libera, la prova Proctor modificata e la determinazione del CBR pre e post saturazione.

2.1.3 Interazioni terreno-rinforzo

Il momento della scelta del terreno del rilevato è fortemente influenzato dagli effetti che questo può generare sui rinforzi a causa dell'ambiente chimico che si creerebbe al suo interno. Infatti, sia nel caso di rinforzi metallici sia sintetici, la proprietà di resistenza meccanica può subire modifiche a causa delle interazioni di natura chimica ed elettrochimica che si instaurano nel sistema terreno-rinforzo-fluidi (presenti nei pori).

Le analisi, che possono essere eseguite sui terreni per valutarne le caratteristiche elettrochimiche, in relazione al tipo di rinforzo impiegato, sono riportate nella Tabella 2.4.

Tabella 2.4 *Caratterizzazione elettrochimica e normativa di riferimento*

T	Standard di prova
Resistività	BS 1377, Parte 3: 1990, test 10.4, AASHTO T-288-91
Contenuto di materia organica	BS 1377, Parte 3: 1990, test 3, ASTM D 2974
Potenziale redox	BS 1377, Parte 3: 1990, test 11, ASTM G200-09
Indice di attività microbiologica	BS 8006: 1995, annesso B
Contenuto di solfuri totale	APHA 18 ^a edizione, 1992, PARTE 4500 B-F
pH	AASHTO T-289-91
Cloruri	AASHTO T-291-91
Solfati	AASHTO T-290-91

2.1.3.1 Terreno-rinforzo metallico

Sui rinforzi e sulle connessioni di tipo metallico nel rilevato strutturale, la concentrazione di ioni di cloruri, di solfati totali e di ioni di solfati, la resistività ed il potenziale redox, agiscono causando l'accelerazione dei processi di corrosione. Anche un valore di pH superiore a 10 causa la degradazione del metallo, ma, in questo caso, per perdita di galvanizzazione. Le terre rinforzate con rinforzi metallici galvanizzati sono maggiormente "pericolose" se costituite da terreni a grana fine, che risultano, generalmente, più aggressive a causa della minore circolazione di aria e la maggiore ritenzione d'acqua (*Maggiori dettagli sono presenti nel paragrafo 1.2.3*).

2.1.3.2 Terreno-rinforzo sintetico

Nell'interazione del terreno con i rinforzi, dominanti sono le problematiche inerenti al valore del pH presente all'interno del rilevato, che, in funzione del tipo di polimero, dovrà rientrare nei limiti di seguito riportati. Le interazioni che avvengono sono dettagliate, in maniera più esaustiva, nel *paragrafo 1.1.6* (Tabella 2.5).

Tabella 2.5 Valori del pH e standard di prova per poliestere e poliolefine

Polimero	pH terreno	Standard di prova
Poliestere (PET)	>3	AASHTO T-289-91
	<9	
Poliolefine (PP, HDPE)	>3	AASHTO T-289-91

3. SISTEMA DI PARAMENTO

Il paramento esterno rappresenta l'ulteriore parte caratteristica di un'opera in terra rinforzata. In particolare, è proprio la tipologia di paramento esterno che si sceglie che condiziona i cedimenti ammissibili della fondazione: il paramento dovrà, dunque, essere realizzato in maniera tale da assecondare l'assestamento interno del rilevato strutturale senza registrare rotture dei rinforzi e deformazioni. La grandezza delle deformazioni del paramento, durante la costruzione, e le deformazioni dopo la costruzione, variano da sistema a sistema. Pertanto, nel selezionare un particolare sistema, si dovrebbe avere cura di assicurare che le deformazioni di costruzione e durante la vita di progetto previste rispettino le tolleranze specificate.

Le strutture di trattenimento del terreno di terra rinforzata, con una facciata verticale, pendente o inclinata, richiedono un rivestimento che trattenga la terra tra gli strati di rinforzo.

I principali compiti a cui è chiamato ad assolvere sono di contenimento del terreno, durante le fasi di stesa, di costipazione e in fase di esercizio, di protezione dall'azione erosiva delle acque meteoriche e in alcuni casi anche delle acque correnti il rilevato strutturale, restituendo un'immagine esteticamente gradevole dell'opera. Infatti, qualora si volesse utilizzare un rivestimento con vegetazione, la facciata deve prevedere l'inserimento di un mezzo adatto all'attecchimento e alla crescita della stessa: tale scelta dovrà tener conto del clima, dell'esposizione del sito, dell'altitudine, della quantità e della frequenza delle precipitazioni, della forma del paramento e della capacità di resistere all'erosione. In pendii rinforzati poco pronunciati, solitamente, non è necessario un paramento. Tali pendii sono protetti da vegetazione con/senza materiali per il controllo dell'erosione.

Tutti i sistemi e le unità di paramento, compresi i collegamenti tra i rivestimenti e i materiali di rinforzo e di giunzione, devono essere conformi alla specifica dell'opera e mostrare le proprietà a lungo termine richieste dal progetto.

I paramenti possono essere prodotti con una varietà di materiali e configurazioni, con una varietà di connessioni rinforzo-rivestimento, e una varietà di riempimenti di giunti e dispositivi di sostegno. Il paramento può essere costituito da unità rigide (solitamente fatte di calcestruzzo), o da unità deformabili (solitamente fatte di griglie o reti di metallo, di acciaio, oppure gabbioni), oppure unità compressibili (solitamente fatte di fogli o griglie geosintetici, oppure reti tessute).

Per tutti i sistemi di paramento, devono essere utilizzati particolari disposizioni di costruzione e adeguati sistemi di fissaggio temporanei, come per esempio puntelli, cunei, morsetti, angolari metallici, ecc., oppure una

cassaforma. In ciascuna fase di costruzione, ci si deve assicurare che ogni nuovo strato di paramento sia stabile, mentre ulteriori strati di riempimento sono posti in opera e compattati dietro o al di sopra di esso, prima che possa essere trattenuto efficacemente dai rinforzi.

Si deve porre particolare attenzione alla spaziatura orizzontale, rispetto alla sovrapposizione, all'allineamento e al livello, così come all'allineamento verticale, pendenza o inclinazione dello strato iniziale, dal momento che l'accuratezza in questa fase aiuta a garantire una costruzione rapida e ben allineata della struttura completa.

3.1 Unità di paramento rigide

Le unità di paramento rigide sono solitamente fatte di calcestruzzo prefabbricato, rinforzato o non rinforzato. Le unità possono essere pannelli a tutta altezza, ad altezza parziale, inclinati, scatole piantatrici o blocchi. I rinforzi sono collegati alle unità per mezzo di dispositivi incapsulati o inseriti nelle unità di calcestruzzo, oppure sono semplicemente ammorsati tra le unità. I pannelli prefabbricati di calcestruzzo dovrebbero essere fatti di calcestruzzo vibrato conforme ai requisiti della *EN 206-1*. Se rinforzate, le unità dovrebbero essere rinforzate con barre di acciaio per rinforzo conformi alla *EN 10080*.

Pannelli a tutta altezza

Sono unità prefabbricate fino all'intera altezza richiesta della specifica parete rinforzata da costruire (Figura 3.1).

La larghezza dei pannelli a tutta altezza è solitamente nell'intervallo da 1 m a 3 m, mentre lo spessore varia nell'intervallo da 100 mm a 200 mm.

Sono eretti prima della formazione del rilevato strutturale e mantenuti in posizione tramite l'azione di contrafforti provvisori.



Figura 3.1 Unità di paramento

*rigide: pannelli prefabbricati
a tutta altezza*

Pannelli ad altezza parziale

Questa tipologia rappresenta la famiglia di pannelli che maggiormente trova applicazione nella pratica.

L'altezza media raggiunta è compresa tra 1 m e 2 m, mentre lo spessore è compreso tra 100 mm e 200 mm.

Possono essere fabbricati nelle più svariate forme, rettangolari, quadrangolari, a croce, esagonali, ecc. (Figura 3.2).



Figura 3.2 Unità di paramento rigide: pannelli prefabbricati ad altezza parziale

Per un corretto comportamento rispetto agli assestamenti naturali del terreno, gli elementi devono essere separati mediante giunti compressibili, verticali o orizzontali, in grado di consentire i movimenti relativi tra essi.

Scatole piantatrici

Sono realizzate in calcestruzzo prefabbricato da una soletta inclinata, sostenuta da contrafforti esterni oppure da flange laterali.

La lunghezza, solitamente, si aggira intorno ai 2 m e l'altezza nominale è compresa tra 0.5 m e 1 m (Figura 3.3 e 3.4).

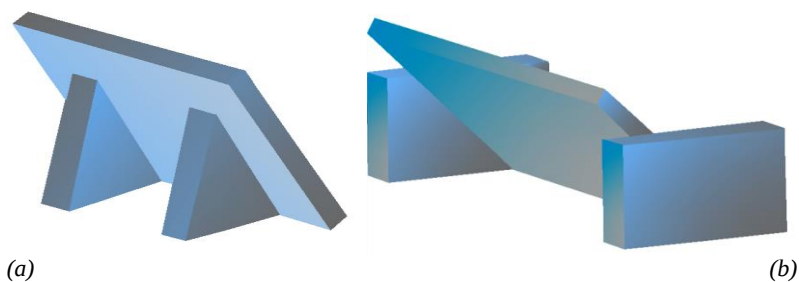


Figura 3.3 Elementi prefabbricati con contrafforti esterni (a) e con frange laterali (b)

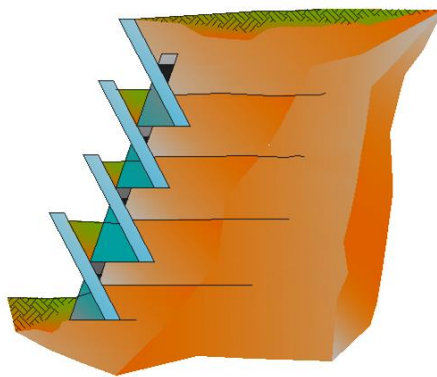
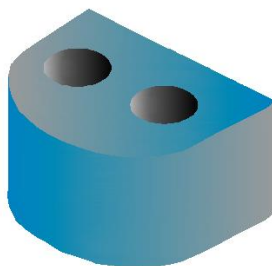


Figura 3.4 Scatole piantatrici

Paramenti a blocchi

Le unità di rivestimento sono blocchi di calcestruzzo non rinforzato prefabbricato o gettato a secco come a blocchi modulari o segmentali. Le unità possono essere fabbricate piene, forate o riempite d'inerti o terreno per la crescita della vegetazione (Figura 3.5).



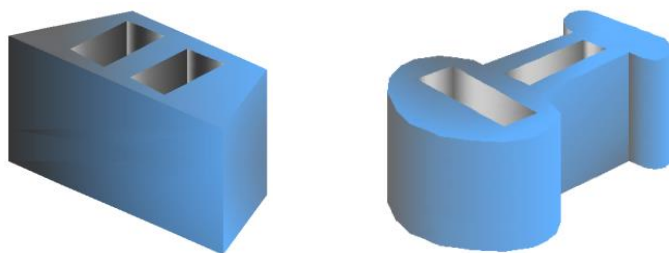


Figura 3.5 *Paramenti a blocchi forati*

La massa di tali unità varia tra 20 e 50 kg, le altezze solitamente variano tra 150 mm e 250 mm e la lunghezza della facciata esposta solitamente è compresa tra 200 e 500 mm.

Poiché tale tipologia rientra, comunque, nei paramenti rigidi, è possibile assecondare i movimenti differenziali tra rilevato e paramento abbinando ai blocchi rinforzi flessibili. A meno che non sia specificato diversamente, il calcestruzzo per blocchi segmentali cavi e solidi destinati all'uso nella costruzione di muri di terra rinforzata dovrebbe essere conforme alla EN 771-3.

3.2 Paramenti con unità deformabili

Rete elettrosaldata in acciaio

Le unità sono sezioni di rete elettrosaldata aperta posteriormente, piatte o pre-piegate nell'angolo del pendio richiesto. Fungono da cassaforma durante la realizzazione dell'opera. Tali unità possono essere collegate o no al rinforzo (Figura 3.6).

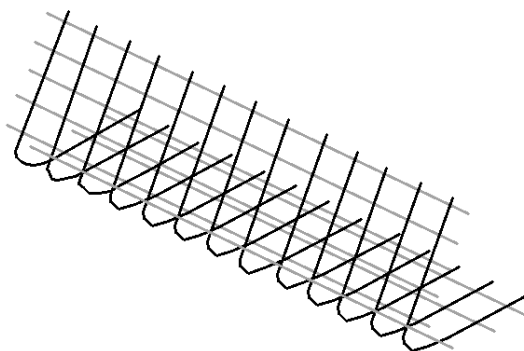


Figura 3.6 *Rete elettrosaldata in acciaio*

In alcuni casi, possono essere, alla fine della realizzazione, spruzzate con calcestruzzo proiettato o gettato in sito.

La rete elettrosaldata di acciaio deve essere realizzata in cavo trafilato di acciaio oppure acciaio laminato a caldo conforme alla EN 10080 e quindi formata nel prodotto di rinforzo finito, e conforme alla EN 10223-4. Dove le unità di rivestimento della rete elettrosaldata di acciaio sono galvanizzate, la galvanizzazione per immersione a caldo dovrebbe essere conforme alla EN ISO 1461.

Paramenti in gabbioni

Le unità sono costituite da gabbioni, ovvero entità scatolari in griglia polimerica o in cavo di acciaio tessuto, galvanizzato, o rivestito in plastica, oppure in rete elettrosaldata galvanizzata, riempiti con pietra o roccia frantumata (Figura 3.7).

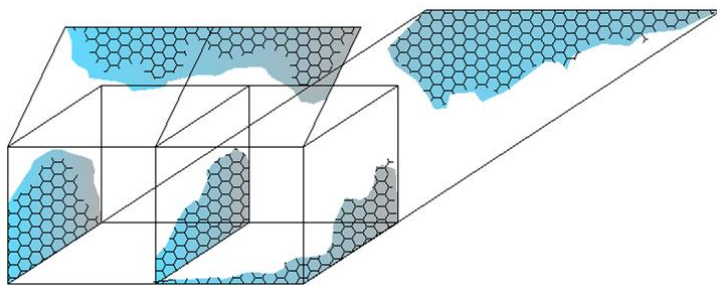


Figura 3.7 Gabbione

Le dimensioni standard dei gabbioni sono di 0.5 - 1 m di altezza, 2 - 3m di lunghezza e 0.5 - 1m di profondità.

3.3 Paramento in unità compressibili

L'unità compressibile più utilizzata è il cosiddetto rivestimento risvoltato, nel quale un rinforzo (es. una griglia polimerica oppure un geotessile, o una rete di cavi saldata) è esteso a partire dal rilevato strutturale fino ad avvolgere la facciata di ciascuno strato intermedio di terra. Per costruire pendii con allineamento accettabile, solitamente, si utilizzano casseforme temporanee (Figura 3.8).

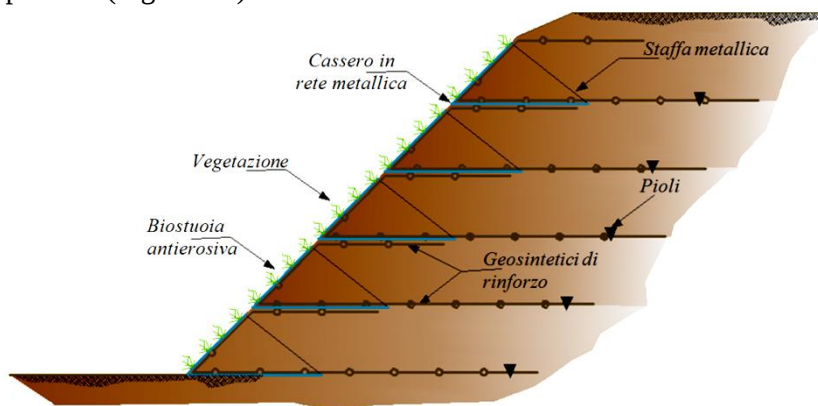


Figura 3.8 Terra rinforzata con risvolti frontali e casseri a perdere in rete metallica elettrosaldata.

In alternativa, le unità del paramento possono essere formate come contenitori di tessuto riempiti di terreno. Per tali unità, cosiddette di paramento a sacco, è preferibile incapsulare l'unità di rivestimento all'interno del rinforzo principale, come nel caso del semplice rivestimento risvoltato (Figura 3.9).

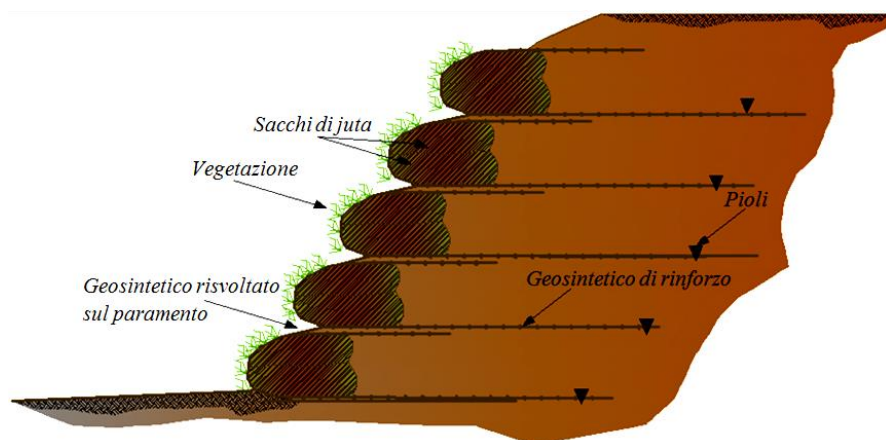


Figura 3.9 Terre rinforzate con risvolto frontale e sacchi in juta

Nella maggior parte dei casi, le unità di paramento compressibile sono spruzzate o insemiante per produrre una copertura di vegetazione oppure, raramente, possono essere spruzzate con calcestruzzo proiettato.

3.4 Paramento rinverdibile

La versatilità delle opere in terre rinforzate, è rafforzata dalla possibilità di realizzare opere il cui paramento è permeabile alla vegetazione e dunque in grado di essere utilizzate in ambienti antropizzati e naturali. In questo caso il paramento non deve avere un'inclinazione maggiore di 45° rispetto all'orizzontale: all'aumentare della pendenza più difficilmente si riesce a garantire la stabilità con sole specie arboree, in quanto l'instabilità superficiale e l'infiltrazione delle acque meteoriche sono tali da determinare un'instabilità che può essere affrontata solo con l'impiego di vegetazione arbustiva e arborea.

Chiaramente le specie utilizzate per il rinverdimento devono essere scelte in funzione del contesto climatico, geografico e quindi dell'esposizione affinché si possa garantire l'attecchimento delle piante erbacee e la durata di rivestimento vegetale.

Quando possibile, comunque, è sempre meglio preferire l'impiego di piante arboree rispetto alle erbacee e i motivi sono molteplici: svolgono una funzione di consolidazione più efficace, forniscono una migliore protezione dai raggi UV (per la protezione dei geosintetici), forniscono habitat faunistici ed incrementano la biodiversità, favoriscono la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche, richiedono meno cure e manutenzione.

Il rivestimento erboso deve essere oggetto di manutenzione specifica ogni due cicli vegetativi, prevedendo sfalci periodici e fertilizzazioni. La manutenzione delle piante arbustive prevede invece la potatura saltuaria e periodici sfoltimenti per evitare popolamenti monospecifici.

4 MECCANISMI DI COLLASSO

Le analisi di stabilità, relative ai possibili meccanismi di collasso che possono instaurarsi in un'opera in terra rinforzata, considerano sia la stabilità esterna, e dunque, globale dell'opera, intesa nel suo insieme, e sia la stabilità interna della massa di terreno rinforzato.

Le verifiche esterne dell'opera sono sostanzialmente analoghe a quelle che si eseguono per determinare la stabilità delle tradizionali opere di sostegno a gravità (*NTC*) e sono lo scorrimento lungo il piano di posa, il ribaltamento, la rottura per capacità portante del complesso terreno-fondazione e la verifica di stabilità globale. In questi casi si introducono le sollecitazioni di natura sismica con i metodi pseudostatici, e cioè trasformandole in azioni inerziali equivalenti sia alla massa di terreno rinforzata, sia al volume di terreno non rinforzato potenzialmente coinvolto nel meccanismo di rottura. Le verifiche interne invece sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente l'ammasso rinforzato e sono le verifiche di resistenza dei rinforzi, allo sfilamento (*pull-out*), allo scorrimento (*direct sliding*) e del risvolto.

Nell'attuale pratica professionale il dimensionamento e la verifica dei muri, dei pendii e dei rilevati in terra rinforzata, vengono condotte utilizzando prevalentemente i Metodi dell'Equilibrio Limite –LEM, basati sulla suddivisione della sezione indagata in conci, attribuendo a ciascuno di esso forze interne (peso proprio del concio) ed esterne (sovraccarichi, spinte idrauliche, resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento), seppure attualmente si stanno sempre più diffondendo modelli di calcolo numerici che analizzano l'andamento tenso-deformativo che si genera all'interno dell'ammasso. I metodi LEM, attraverso superfici circolari, spirali logaritmiche ecc., rappresentano ed analizzano le sole condizioni limite prossime al collasso.

I vantaggi del loro uso sono molteplici, nonostante comunque forniscano soluzioni meno precise rispetto ai metodi numerici, e sono:

- possibilità di gestire analisi su pendii con forma geometrica qualsiasi;
- possibilità di trattare terreni stratificati;
- possibilità di considerare complesse famiglie di superfici di scorrimento;
- possibilità di tener in conto le spinte idrauliche e le componenti di natura sismica.

4.1 Verifiche interne

La finalità delle verifiche interne è quella di definire le caratteristiche dei rinforzi, in termini di spaziatura, lunghezza di ancoraggio e di resistenza richiesta, affinché il sistema terreno-rinforzo risulti stabile.

Come precedentemente accennato, le verifiche interne che devono essere eseguite sono:

- Verifica della resistenza dei rinforzi;
- Verifica allo sfilamento (pullout);
- Verifica allo scorrimento (direct sliding);
- Verifica del risvolto (solo per rinforzi geosintetici).

4.1.1 Verifica della resistenza dei rinforzi

Si calcola la risultante delle sollecitazioni instabilizzanti S_{max} che si sviluppa lungo la linea potenziale di rottura, essenzialmente ricollegata alla rigidità del terreno rinforzato, determinata dall'estensibilità e dalla densità del rinforzo.

$$S_{max} = S_{terreno} - S_{coesione} + S_{sovraccarico} + S_w \quad (34)$$

Il primo contributo è rappresentato dalla spinta orizzontale esercitata dal terreno, definita come:

$$S_{terreno_h} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE_h} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (35)$$

in cui H è l'altezza del manufatto espressa in metri, γ è il peso specifico del terreno (kN/m^3) e K_{AE} è la spinta attiva del terreno stimata con il metodo di Mononobe e Okabe. Questo valuta il coefficiente di spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudostatico, per cui, in assenza di falda, l'angolo di inclinazione del piano campagna a tergo dell'opera rispetto al piano orizzontale e l'angolo di inclinazione della parete interna rispetto all'orizzontale passante per il piede, risultano incrementati di un angolo θ dato da (Figura 2.10 e 2.11):

$$\theta = \tan^{-1} \cdot \frac{k_h}{(1 \pm k_v)} \quad (36)$$

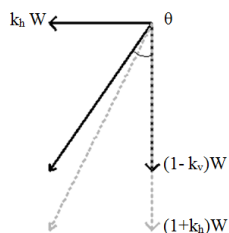


Figura 4.1 Schema di calcolo dell'angolo θ

In cui k_h e k_v rappresentano, rispettivamente, i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

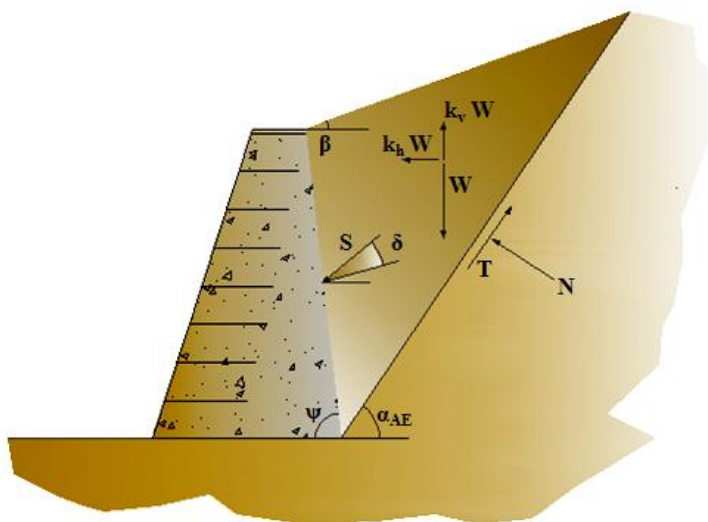


Figura 4.2. Schema del metodo Mononobe e Okabe

Dunque, in condizioni sismiche, il coefficiente di spinta attiva si ricava come (equazioni 38 e 38):

- Per $\beta \leq \varphi' - \theta$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (37)$$

- Per $\beta > \varphi' - \theta$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2(\psi - \theta - \delta)} \quad (38)$$

$$K_{AE\ h} = K_{AE} \cdot \cos \delta \quad (39)$$

In cui:

- ψ è l'inclinazione della parete interna del muro rispetto al piano orizzontale;
- β è l'inclinazione della superficie superiore del terrapieno rispetto all'orizzontale;
- φ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno;
- δ è l'angolo di attrito terra-muro.

La seconda componente dell'Equazione 34 è il contributo fornito dall'effetto della coesione, che determina una diminuzione della spinta orizzontale pari a:

$$\sigma_c = -2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (40)$$

E, dunque, la spinta corrispondente è data da:

$$S_c = -2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \cdot H \quad (41)$$

Il terzo contributo è offerto dalla spinta dovuta all'azione di eventuali sovraccarichi presenti sulla sommità dell'opera di rinforzo. In particolare, in presenza di un carico uniformemente distribuito ed infinitamente esteso, la pressione q verticale generata dal carico, produce in ogni punto del semispazio un incremento costante della tensione verticale $\Delta\sigma'_h = K q$, con K da calcolare come descritto in precedenza.

Quindi, la spinta orizzontale si stima come (Equazione 42):

$$S_{sovraccarico\ h} = K_{AE} \cdot q \cdot H \cdot \cos\delta \quad (42)$$

Nel caso in cui sul piano campagna sia posta una striscia di carico, questo viene decomposto in un carico ortogonale ed uno tangenziale e le spinte sono calcolate come segue.

La striscia di carico ortogonale, con ascissa iniziale x_1 e finale x_2 genera una pressione alla profondità z come:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot \Delta\theta + A)} \quad (43)$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot B} \quad (44)$$

con:

$$\begin{aligned}\Delta\theta &= \theta_1 - \theta_2 \\ A &= \text{sen}(2 \cdot \theta_1 - \text{sen}(2 \cdot \theta_2)) \\ B &= \text{cos}(2 \cdot \theta_1 - \text{sen}(2 \cdot \theta_2)) \\ \theta_1 &= \text{arctg}(z/x_1) \\ \theta_2 &= \text{arctg}(z/x_2)\end{aligned}$$

Integrando lungo H si trova quindi la spinta corrispondente. La striscia di carico tangenziale al piano campagna fornisce una pressione pari a:

$$\sigma_x = \frac{p}{2 \cdot \pi(D-E)} \quad (45)$$

in cui p è l'intensità del carico espressa in (kN/m²) e D ed E sono definiti come:

$$D = 4 \cdot \log(\text{sen}\theta_1 \cdot \text{sen}\theta_2) \quad (46)$$

$$E = \text{sen}^2\theta_1 - \text{sen}^2\theta_2 \quad (47)$$

Anche in questo caso, la spinta si determina integrando su H il valore della tensione.

L'ultimo contributo che si somma nell'Equazione 34 è quello fornito dalla spinta dell'acqua in condizioni sismiche. In tali condizioni si ha:

$$S_w = E_{ws} + E_{wd} \quad (48)$$

dove E_{ws} e E_{wd} rappresentano rispettivamente le spinte idrostatica e idrodinamica.

Il contributo delle *pressioni idrostatiche* normali alla parete, alla profondità z , è valutato come (Figura 4.3):

$$\sigma_{ws}(z) = \gamma_w \cdot z \quad (49)$$

indicando con γ_w il peso specifico dell'acqua.

La spinta idrostatica si ottiene integrando su tutta l'altezza h_w la relazione precedente (49), ottenendo (Equazione 50):

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \quad (50)$$

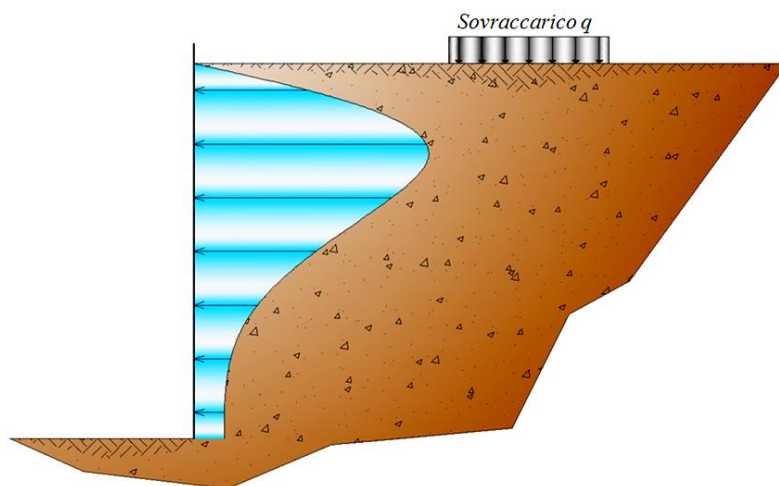


Figura 4.3 Pressione idrostatica agente sulla parete verticale

La spinta idrodinamica è definita come (Equazione 51):

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \quad (51)$$

Con punto di applicazione dato da:

$$Z_{wd} = \frac{\frac{7}{20} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^3}{\frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2} = 0.6 \cdot h_w \quad (52)$$

In cui:

h_w rappresenta l'altezza dell'acqua sul paramento esterno del muro rispetto al piede;

Z_w è la profondità dell'acqua rispetto alla superficie libera;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

k_h è il coefficiente di spinta sismica in direzione orizzontale;

Una volta definita la forza che sollecita il manufatto, si procede valutando l'entità della resistenza richiesta al geosintetico per rendere stabile l'opera e definendo il numero di rinforzi necessari per bilanciare, attraverso la loro azione, le sollecitazioni destabilizzanti.

Si verificherà che:

$$\frac{T_{max}}{n} \leq T_{allow} \quad (53)$$

in cui n è il numero di rinforzi e T_{allow} la resistenza ammissibile del rinforzo (kN/m), quest'ultima, come precedentemente detto, valutata a partire dalla resistenza nominale o caratteristica del rinforzo applicando gli opportuni fattori riduttivi.

In corrispondenza di ciascun livello in cui è inserito il rinforzo, si determina la spaziatura, S_v , che verificherà la seguente relazione (Equazione 54). Ciò non vale se il rinforzo è realizzato con reti metalliche o con fogli di geotessile, la cui spaziatura è fissa.

La spaziatura verticale può variare orientativamente da 0.2 a 1 m e quella orizzontale è compresa approssimativamente tra 0.8 e 1 m.

$$S_v = \frac{T_{allow}}{\gamma \cdot K_a \cdot z} \quad (54)$$

In cui z rappresenta la profondità del rinforzo rispetto al piano campagna. Si definisce la *resistenza del rinforzo* i -esimo a profondità z come (Equazione 55):

$$T_{zi} = \gamma \cdot K_a \cdot z_i \cdot S_v \quad (55)$$

dunque, si dovrà verificare che:

$$\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura} \quad (56)$$

A parità di resistenza del rinforzo, all'aumentare della profondità z e, quindi, della sollecitazione orizzontale, il valore di S_v diminuisce.

Si presentano pertanto tre strade possibili:

- Utilizzare rinforzi con la stessa resistenza ammissibile, variando il valore della spaziatura;
- Utilizzare rinforzi con resistenza ammissibile differente (maggiore per i rinforzi posti in basso) ma spaziatura costante;
- Variare sia la resistenza ammissibile per ciascun rinforzo e la spaziatura tra essi.

Un'accortezza di cui tener conto, è quella di utilizzare valori di S_v che siano compatibili con gli step di carico usualmente adoperati in fase di compattazione (0.3 m). Inoltre, per altezze contenute ($H \sim 8$ m) è possibile ipotizzare due tipologie di spaziature (S_{v1} e S_{v2}) con lo stesso rinforzo.

Esercizio 1

Si determini il numero minimo di rinforzi sintetici per stabilizzare il muro riportato in Figura 4.4, ipotizzando di utilizzare una sola tipologia di rinforzo e una spaziatura verticale tra i rinforzi costante.

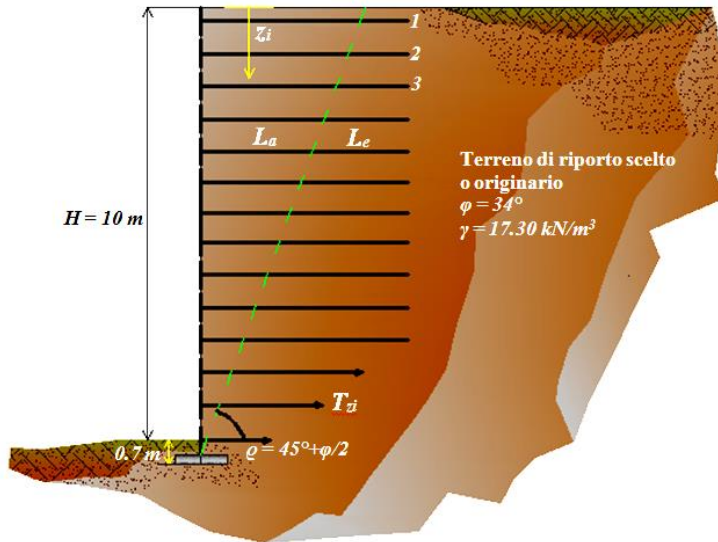


Figura 4.4 Sezione del muro da stabilizzare

Siano:

$H = 10 \text{ m}$	altezza totale del muro
$\delta = 24^\circ$	angolo d'attrito terreno rinforzo
$\varphi = 34^\circ$	angolo d'attrito del terreno
$\gamma = 17.3 \text{ kN/m}^3$	peso specifico del terreno

Il dimensionamento prevede, innanzitutto, di determinare il valore della spinta attiva del terreno, utilizzando l'equazione:

$$S_{\text{terreno}_h} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Con $K_{AE} = 0.283$, si ha:

$$S_{\text{terreno}_h} = 244.8 \text{ kN/m}$$

Avendo ipotizzato di utilizzare un'unica categoria di rinforzo, si sceglie una griglia in PET PVC 60/30, con resistenza nominale (T_{ult}) pari a 60 kN/m, a cui, si applicano i seguenti coefficienti riduttivi:

$$\begin{aligned} RF_D \quad (\text{durabilità del materiale}) &= 1.15 \\ RF_{ID} \quad (\text{danno in fase di installazione}) &= 1.04 \\ RF_{CR} \quad (\text{creep}) &= 1.42 \end{aligned}$$

Si ottiene un valore di $T_{allow} = 35.33$ kN/m.

Dalla formula di seguito riportata si determina la spaziatura verticale tra i rinforzi (costante per ipotesi):

$$S_v = \frac{T_{allow}}{\gamma K_{AR} H}$$

Si ottiene un valore di $S_v = 0.7$ m.

Dunque, si determina il numero dei rinforzi:

$$n = \frac{H}{S_v} = 14$$

Si verifica, a questo punto, che risulti soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$$

in cui la spinta agente sull' i -esimo rinforzo, T_{zi} , è calcolata come:

$$T_{zi} = \gamma \cdot K_{AE} \cdot z_i \cdot S_v$$

Si procede, per ogni rinforzo, valutando la posizione (z_i), ovvero l'approfondimento rispetto al piano campagna, la corrispondente spinta e il Fattore di Sicurezza a rottura di ciascun elemento (Tabella 4.1).

Tabella 4.1 Risultati raggiunti in termini di T_{zi} e fattore di sicurezza a rottura del complesso rinforzo-terreno

N. Rinforzo	z_i [m]	T_{zi} [kN/m]	$\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$
1	0.2	0.69	51.54
2	0.9	3.08	11.45
3	1.6	5.48	6.44
4	2.3	7.88	4.48
5	3	10.28	3.44
6	3.7	12.68	2.79
7	4.4	15.08	2.34
8	5.1	17.48	2.02
9	5.8	19.88	1.78
10	6.5	22.28	1.59
11	7.2	24.68	1.43
12	7.9	27.07	1.30
13	8.6	29.47	1.20
14	9.3	31.87	1.11
ΣT_{zi}		227.90	

Come mostra l’ultima colonna della tabella sopra riportata, i rinforzi scelti consentono di ottenere un fattore di sicurezza a rottura degli stessi che risulti soddisfacente per ciascuno di essi. In particolare, il fattore di sicurezza varia rispetto ai rinforzi come mostrato dalla Grafico 4.1.

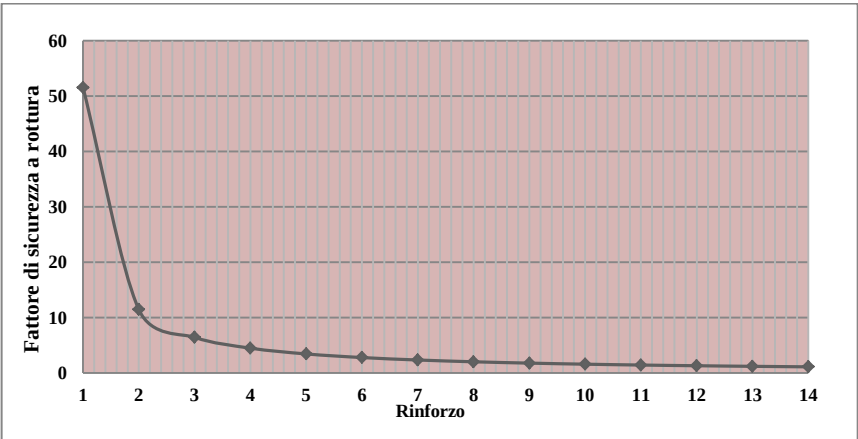


Grafico 4.1 Fattore di sicurezza a rottura dei rinforzi

Dalla Tabella 4.1 si può notare che la sommatoria delle spinte determinate per ciascun rinforzo non coincide con la spinta del terreno: la spinta del terreno, infatti, è calcolata per l'altezza totale dell'opera (10 m) e varia rispetto alla profondità con andamento triangolare, mentre la spinta agente sull' i -esimo rinforzo è determinata discretizzando il diagramma della spinta del terreno come mostra la Figura 4.5.

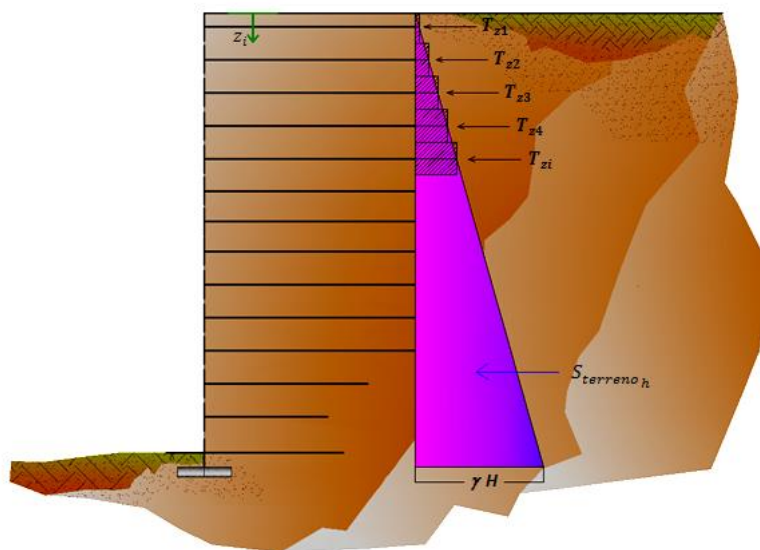


Figura 4.5 Diagramma della spinta del terreno e della spinta agente sui singoli rinforzi T posti a quota z_i dal piano campagna

4.1.2 Verifica allo sfilamento

Perché si verifichi l'attivazione della resistenza ammissibile del rinforzo per stabilizzare l'opera (T_{allow}), è necessario che il rinforzo sia in grado di interagire con il terreno e potergli trasferire la resistenza a trazione richiesta. Ciò avviene grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in prossimità del tratto ancorato alla parte stabile del pendio.

In funzione della lunghezza di ancoraggio del rinforzo, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a monte del tratto rinforzato, si sviluppa nel rinforzo una reazione opposta al movimento verso l'esterno del sistema, detta **resistenza allo sfilamento**.

Tale resistenza si valuta come:

$$\begin{aligned}
 - T_{pullout} &= 2 \cdot [L_e \cdot f_b \cdot \tan \phi'] \cdot \bar{\sigma}'_v && \text{per rinforzi a fogli} \\
 - T_{pullout} &= 2 \cdot [(b \cdot L_e) \cdot f_b \cdot \tan \phi'] \cdot \bar{\sigma}'_v && \text{per rinforzi a strisce} \\
 - T_{pullout} &= \pi \cdot D \cdot [L_e \cdot f_b \cdot \tan \phi'] \cdot \bar{\sigma}'_v && \text{per barre}
 \end{aligned}$$

L_e è la lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile del pendio, $\bar{\sigma}'_v$ sono le tensioni medie normali (kPa) applicate sulla parte di rinforzo ancorato nella zona resistente alla quota z_i , ed f_b è il coefficiente di pullout. Quest'ultimo parametro è definito come (Equazione 57):

$$f_b = a_s \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right) + \left(\frac{a_b \cdot B}{S} \right) \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \right) \frac{1}{2 \cdot \tan \phi'} \quad (57)$$

In cui a_s è la frazione piena della superficie della geogriglia e a_b è la frazione della larghezza della geogriglia in grado di mobilitare la resistenza passiva. Infatti, è possibile constatare che il primo termine definisce il contributo dato dalla resistenza scaturita dall'attrito che si genera tra il rinforzo e il terreno, mentre il secondo addendo è il contributo della resistenza passiva che si mobilita lungo gli elementi trasversali della geogriglia. Per cui se la geogriglia è a maglia chiusa, si riduce a:

$$f_b = \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right) \quad (58)$$

Per strisce di dimensioni $b \cdot L_e$ o per fogli di geotessile di larghezza unitaria e lunghezza L_e , entrambe le facce sviluppano attrito a contatto con il terreno, invece le barre circolari sviluppano l'attrito resistente per tutta la superficie laterale. In ogni caso, la tensione media normale è calcolata come $\bar{\sigma}'_v = \gamma \bar{z}_i$ in cui $\bar{z}_i$ è la distanza media dalla superficie del terreno al rinforzo. Dato che:

$$\frac{T_{pullout}}{T_{zi}} \geq FS_{pullout}$$

dove T_{zi} è la resistenza a trazione a quota z_i rispetto al piano campagna ed $FS_{pullout}$ è il fattore di sicurezza allo sfilamento, è possibile determinare il valore della lunghezza minima di ancoraggio L_e (Equazione 59).

$$L_e \geq \frac{FS_{pullout} \cdot T_{zi}}{2 \cdot f_b \cdot \tan (\phi') \cdot \bar{\sigma}'_v} \quad (59)$$

La lunghezza totale del rinforzo è quindi (Equazione 60):

$$L = L_a + L_e \quad (60)$$

Con L_a definita come la lunghezza del rinforzo dal fronte fino al punto in cui si interseca con la superficie critica individuata, che può essere determinata utilizzando l'Equazione 61, nel caso di rinforzi estensibili:

$$L_a = (H - z) \cdot \tan(45^\circ - \phi' / 2) \quad (61)$$

Dalla base fino all'altezza $H/2$, per un muro con rinforzo inestensibile la lunghezza del rinforzo dal fronte al punto d'intersezione con la superficie critica è definita come (Equazione 62):

$$L_a = 0.6 \cdot (H - z) \quad (62)$$

Mentre per la metà superiore della parete:

$$L_a = 0.3 \cdot H \quad (63)$$

Nella pratica ad oggi si assume come requisito minimo per la lunghezza del rinforzo $L_a = 0.7 H$. Nel caso in cui sulla superficie sia applicato un sovraccarico, sarà indispensabile valutarne la diffusione con la profondità (Figura 4.6) con l'Equazione 64:

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z + \frac{q \cdot b}{b + 2 \cdot z \cdot \tan \theta} \quad (64)$$

dove γ è il peso specifico del terreno (kN/m^3), q è il valore del sovraccarico (kPa), b è la lunghezza della striscia di carico (m), z è la profondità rispetto al piano campagna e θ è l'angolo di diffusione dei carichi (generalmente assunto pari a 30°).

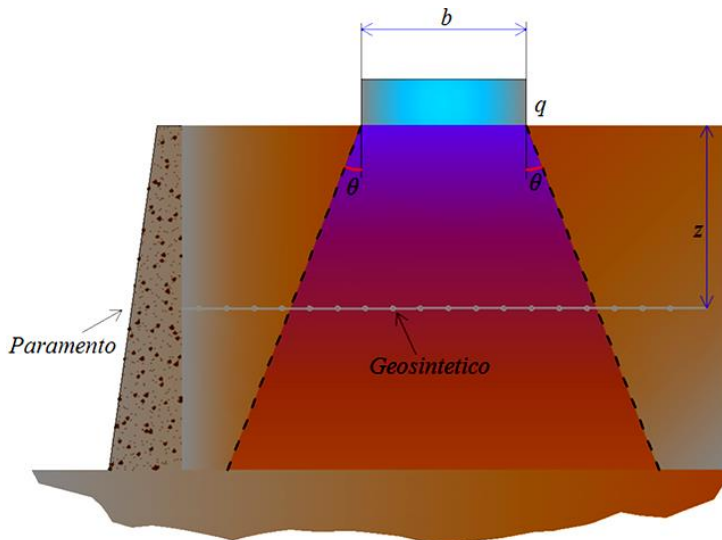


Figura 4.6 Diffusione dei carichi con la profondità.

Esercizio 2

Sulla base dei dati e dei risultati raggiunti nell'Esercizio 1 (Figura 4.7), determinare le lunghezze dei rinforzi in modo tale da soddisfare la relazione:

$$\frac{T_{pullout}}{T_{zi}} \geq FS_{pullout}$$

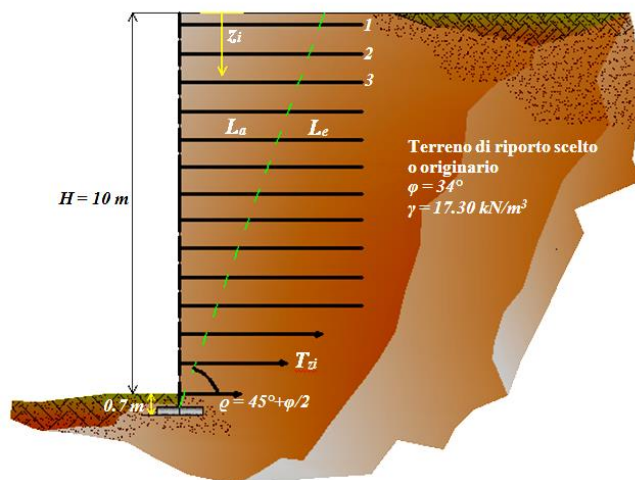


Figura 4.7 Sezione del muro da stabilizzare

Per la verifica al *pullout*, innanzitutto, occorre determinare il valore del coefficiente f_b con la formula seguente:

$$f_b = \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right)$$

Avendo assunto che i rinforzi siano geogriglie a maglia chiusa. Risolvendo l'equazione di cui sopra si ottiene che:

$$f_b = 0.66$$

Successivamente, si determinano i valori delle lunghezze L_a , ovvero la lunghezza del rinforzo dal fronte fino al punto in cui interseca la superficie di rottura, che, assumendo i rinforzi estensibili, è data da:

$$L_a = (H - z) \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2)$$

Ed L_e , lunghezza minima d'ancoraggio, e, quindi, L_{tot} cioè la lunghezza complessiva del rinforzo, con le formule:

$$L_e \geq \frac{FS_{pullout} \cdot T_{zi}}{2 \cdot f_b \cdot \tan(\phi') \cdot \sigma'_v}$$

$$L_{tot} = L_a + L_e$$

Avendo posto il valore del fattore di sicurezza allo sfilamento $FS_{pullout}$ pari ad 1.5.

I risultati ottenuti sono riportati nella Tabella 4.2 riportata di seguito. Nell'ultima colonna si hanno i valori della resistenza allo sfilamento ($T_{pullout}$) determinati con la formula:

$$T_{pullout} = 2 \cdot [L_e \cdot f_b \cdot \tan \phi'] \cdot \sigma'_v$$

formulazione valida per rinforzi a fogli.

Tabella 4.2 Risultati raggiunti in termini di σ'_v , lunghezze caratteristiche dei rinforzi (L_a , L_e ed L_{tot}) e T allo sfilamento ($T_{pullout}$).

N. Rinforzo	z_i [m]	T_{zi} [kN/m]	σ'_v [kN/m ²]	L_a [m]	L_e [m]	L_{tot} [m]	T_{pull} [kN/m]
1	0.2	0.69	3.46	5.21	0.33	5.54	1.03
2	0.9	3.08	15.57	4.84	0.33	5.17	4.63
3	1.6	5.48	27.68	4.47	0.33	4.80	8.23

4	2.3	7.88	39.79	4.09	0.33	4.43	11.82
5	3	10.28	51.9	3.72	0.33	4.06	15.42
6	3.7	12.68	64.01	3.35	0.33	3.68	19.02
7	4.4	15.08	76.12	2.98	0.33	3.31	22.62
8	5.1	17.48	88.23	2.61	0.33	2.94	26.22
9	5.8	19.88	100.34	2.23	0.33	2.57	29.82
10	6.5	22.28	112.45	1.86	0.33	2.19	33.41
11	7.2	24.68	124.56	1.49	0.33	1.82	37.01
12	7.9	27.07	136.67	1.12	0.33	1.45	40.61
13	8.6	29.47	148.78	0.74	0.33	1.08	44.21
14	9.3	31.87	160.89	0.37	0.33	0.71	47.81

Dai valori delle lunghezze totali, si ipotizza di uniformare la lunghezza di ciascuno ad un valore $L_{tot} = 5.5$ m.

4.1.3 Verifica di Direct Sliding

La verifica allo scorrimento serve a valutare il possibile innesco di moti traslativi della struttura rinforzata in corrispondenza di ciascun piano su cui è installato il rinforzo.

La resistenza che si genera all'interfaccia e che si oppone al moto traslativo della struttura, è pari allo sforzo per l'area unitaria su cui si manifesta tale meccanismo (assumendo una larghezza unitaria), ovvero:

$$T_{ds} = \tau_{ds} \cdot L \quad (65)$$

In cui τ_{ds} è la resistenza al taglio mobilitata dal rinforzo si valuta come:

$$\tau_{ds} = \bar{\sigma}'_v \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi' \quad (66)$$

Il coefficiente di scorrimento f_{ds} si determina con la formula:

$$f_{ds} = \bar{a}_s \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} + (1 - \bar{a}_s) \quad (67)$$

Nel caso dei rinforzi a maglia chiusa, la formula si semplifica come segue:

$$f_{ds} = \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right) \quad (68)$$

Da cui:

$$L_{ds} \geq \frac{T_{zi} \cdot FS_{ds}}{\tau_{ds}} = \frac{T_{zi} \cdot FS_{ds}}{\bar{\sigma}'_v \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi'} \quad (69)$$

Esercizio ③

Si procede con la verifica allo scorrimento, sulla base di quanto risultato dall'esercizio precedente (Figura 4.8).

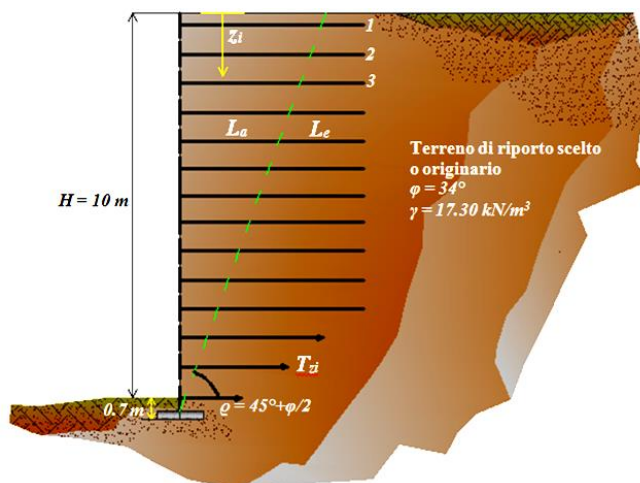


Figura 4.8 Sezione del muro in esame

Si determina quindi la resistenza allo sfilamento come:

$$T_{ds} = \tau_{ds} \cdot L$$

Utilizzando un valore della lunghezza L_{tot} dei rinforzi 5.5 m (esercizio precedente).

Il valore del coefficiente di direct sliding, nel caso di rinforzo a maglia chiusa, si determina con la formula di seguito riportata, ottenendo:

$$f_{ds} = \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right) = 0.66$$

Si calcolano i valori di FS_{ds} per ogni z_i invertendo la formula:

$$L_{ds} \geq \frac{T_{zi} \cdot FS_{ds}}{\tau_{ds}} = \frac{T_{zi} \cdot FS_{ds}}{\bar{\sigma}'_v \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi'}$$

Tabella 4.3 Risultati ottenuti in termini di T_{ds} , S_{zi} ed FS_{ds}

N. Rinforzo	z_i [m]	τ_{ds} [kN/m ²]	T_{ds} [kN/m]	S_{zi} [kN/m]	FS_{ds}
1	0.2	1.54	8.47	0.10	86.53
2	0.9	6.93	38.13	1.98	19.23
3	1.6	12.32	67.78	6.27	10.82
4	2.3	17.72	97.44	12.95	7.52
5	3	23.11	127.09	22.03	5.77
6	3.7	28.50	156.74	33.51	4.68
7	4.4	33.89	186.40	47.39	3.93
8	5.1	39.28	216.05	63.67	3.39
9	5.8	44.67	245.71	82.35	2.98
10	6.5	50.07	275.36	103.43	2.66
11	7.2	55.46	305.02	126.90	2.40
12	7.9	60.85	334.67	152.78	2.19
13	8.6	66.24	364.33	181.05	2.01
14	9.3	71.63	393.98	211.72	1.86

Con la lunghezza dei rinforzi ipotizzata, il fattore di sicurezza allo scorrimento risulta accettabile in tutti i 14 elementi, come mostrato nella Tabella 4.3 sopra riportata.

4.1.4 Verifica del risvolto

Per evitare eventuali danneggiamenti dovuti a estrusioni del rinforzo per effetto delle sollecitazioni che si sviluppano al fronte del manufatto, si verifica la stabilità del risvolto (Figura 4.9): nel caso si utilizzi la tecnica del *wrap-around* si valuta il valore minimo della lunghezza del geosintetico L_{wa} che garantirebbe la stabilità del fronte (generalmente questo valore si aggira tra 1 e 1.5 m). La relazione che si utilizza è la seguente (Equazione 70):

$$FS_{wa} \cdot K_A \cdot \gamma \left(z_i + \frac{s_{vi}}{2} \right) \cdot s_{vi} = \gamma \cdot z_i \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi' \cdot L_{wa} \quad (70)$$

Da cui:

$$\sigma_h = K_A \cdot \gamma \cdot \left(z_i + \frac{s_{vi}}{2} \right) \quad (71)$$

$$\tau_{ds} = \gamma \cdot z_i \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi' \cdot L_{wa} \quad (72)$$

$$L_{wa} = \frac{FS_{wa} \cdot \sigma_h \cdot s_{vi}}{\tau_{ds}} \quad (73)$$

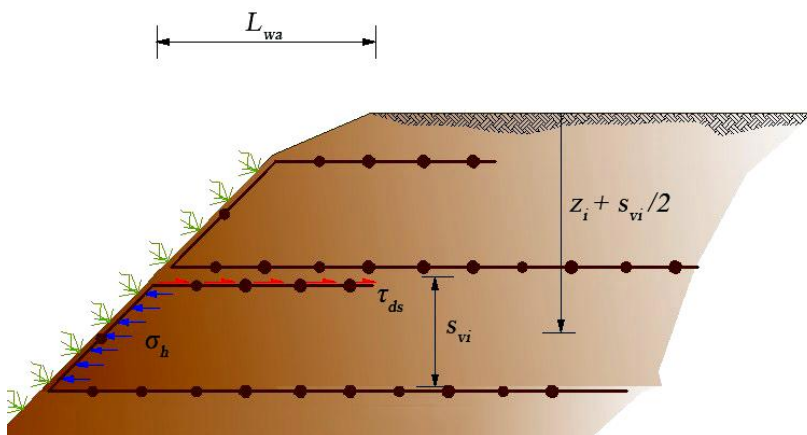


Figura 4.9 Tecnica del wrap-around

4.2 Verifiche di stabilità esterne

Le verifiche di stabilità esterna che si effettuano sono quelle tipiche di un muro a gravità (Figura 4.9), ovvero:

- Verifica al ribaltamento;
- Verifica allo scorrimento lungo il piano di fondazione;
- Verifica a capacità portante o carico limite;
- Verifica di stabilità globale.

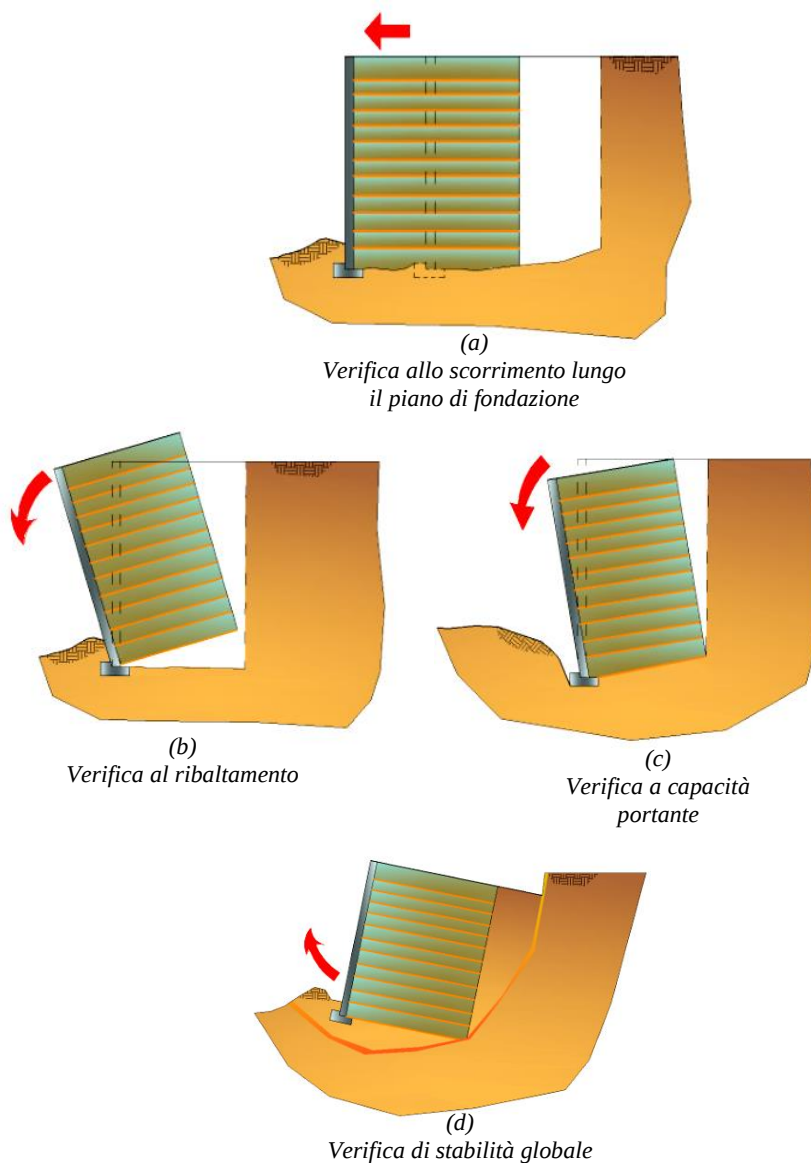


Figura 4.9 Verifiche dei possibili meccanismi di rottura

4.2.1 Verifica al ribaltamento

La stabilità al ribaltamento si analizza considerando la rotazione del “muro” attorno al piede. In particolare, nella verifica al ribaltamento, si valutano il momento stabilizzante e il momento ribaltante: il rapporto tra i due deve verificare la seguente disuguaglianza:

$$FS_{\text{ribaltamento}} = \frac{M_{\text{stabilizzante}}}{M_{\text{destabilizzante}}} \quad (74)$$

In cui:

$$M_{\text{stabilizzante}} = W \cdot x_G + (S_a \cdot \sin \delta) \cdot B \quad (75)$$

Nell'equazione x_G rappresenta la distanza tra il punto di applicazione della forza peso dal centro di rotazione, e B è la dimensione della base del manufatto.

Dunque, nel momento stabilizzante si tiene conto del peso del terreno rinforzato, della spinta attiva del terreno a tergo dell'opera ed eventualmente, in presenza di carichi in superficie, del sovraccarico che essi eserciterebbero.

Il momento che tende a destabilizzare l'opera è invece dato da:

$$M_{\text{destabilizzante}} = (S_a \cdot \cos \delta) \cdot H/3 \quad (76)$$

che tiene conto della spinta attiva a tergo del blocco rinforzato e, se presente, l'azione del sovraccarico posto sulla sommità del terreno rinforzato.

In definitiva si ha quindi:

$$FS_{\text{ribaltamento}} = \frac{W \cdot x_G + (S_a \cdot \sin \delta) \cdot B}{(S_a \cdot \cos \delta) \cdot H/3} \geq FS \quad (77)$$

In cui il valore FS è imposto da normativa.

Esercizio 4

Si esegue la verifica il ribaltamento dell'opera riportata nella Figura (4.10).

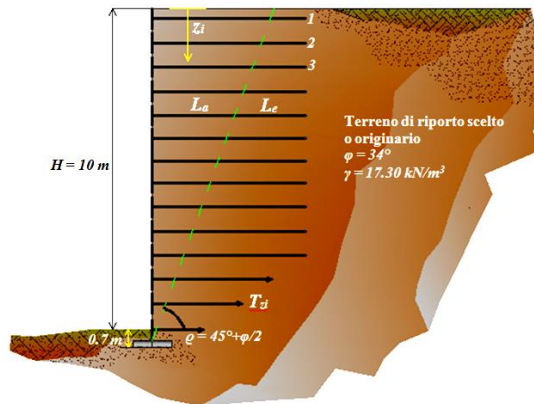


Figura 4.10 Sezione del muro in esame

Si determina il momento stabilizzante con la formula:

$$M_{stabilizzante} = W \cdot x_G + (S_a \cdot \sin \theta) \cdot B$$

La spinta del terreno invece è data da:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot K_{AR} \cdot \gamma \cdot H^2 = 244.795 \text{ kN/m}$$

si riferisce al coefficiente di spinta attiva ($K_{AE} = 0.283$)

Nel caso in esame si ha, dunque, che:

$$M_{stabilizzante} = 2616.6 \text{ kN m}$$

essendo $H = 10 \text{ m}$, $b = 5.5 \text{ m}$, $\delta = 0^\circ$ e $\gamma_{\text{terreno}} = 17.3 \text{ kN/m}^3$.

Il momento che tende ad destabilizzare l'opera, invece, è pari a:

$$M_{destabilizzante} = \frac{(S_a \cdot \cos \delta) \cdot H}{3} = 815.98 \text{ kN m}$$

essendo $\delta = 0^\circ$ (angolo di attrito terra-piano del muro) e $H = 10 \text{ m}$.
Il valore del fattore di sicurezza al ribaltamento è:

$$FS_{\text{ribaltamento}} = 3.2$$

4.2.2 Verifica allo scorrimento lungo il piano di fondazione

Si verifica la possibilità dell'opera di traslare lungo il proprio piano di posa. La relazione che descrive tale verifica è data dall'Equazione 78:

$$FS_{\text{scorrimento}} = \frac{F_{\text{resistente}}}{F_{\text{destabilizzante}}} \quad (78)$$

Per cui:

$$F_{\text{resistente}} = W \cdot \tan \varphi' \cdot \eta \quad (79)$$

In cui φ' è l'angolo d'attrito interno del terreno e η è il coefficiente di interazione terreno-rinforzo.

$$F_{\text{destabilizzante}} = S_a \cdot \cos \delta \quad (80)$$

In cui S_a è la spinta del terreno a tergo del manufatto e δ è l'angolo di incidenza della spinta orizzontale con il piano del muro.

$$FS_{\text{scorrimento}} = \frac{W \cdot \tan \varphi' \cdot \eta}{S_a \cdot \cos \delta} \quad (81)$$

Esercizio 5

Si esegue la verifica allo scorrimento lungo il piano di fondazione dell'opera riportata nella Figura (4.11).

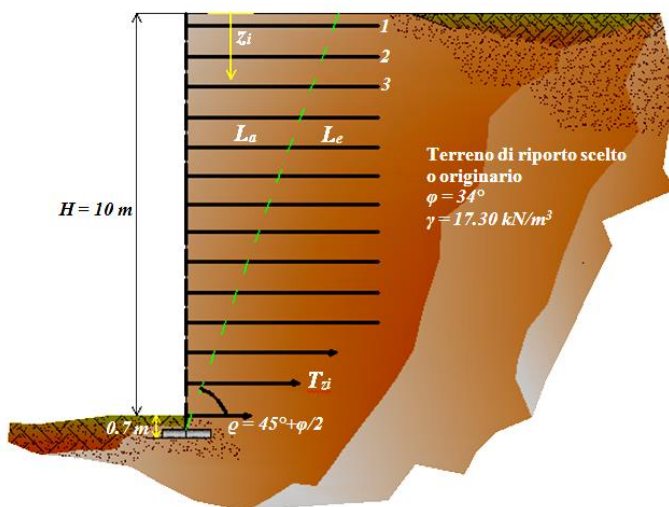


Figura 4.11 Sezione del muro in esame

Si determina la forza resistente sul piano di fondazione con la formula:

$$F_{resistente} = W \cdot \tan \varphi' \cdot \eta = (H \cdot B \cdot \gamma) \cdot \tan \varphi' \cdot \eta = 423.58 \text{ kN}$$

avendo $H = 10 \text{ m}$, $B = 5.5 \text{ m}$, $\varphi' = 34^\circ$, $\eta = 0.66$ e $\gamma_{\text{terreno}} = 17.3 \text{ kN/m}^3$.

La forza che tende a destabilizzare l'opera, invece, è pari a:

$$F_{destabilizzante} = S_a \cos \delta = 244.79 \text{ kN}$$

con $S_a = 244.795 \text{ kN/m}$ e $\delta = 0^\circ$.

Il valore del fattore di sicurezza allo scorrimento ottenuto dal rapporto $F_{resistente}/F_{destabilizzante}$ è:

$$FS_{\text{scorrimento}} = 1.73$$

4.2.3 Verifica a capacità portante

Per la verifica a capacità portante deve essere soddisfatta la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d \quad (82)$$

ovvero:

$$FS = R_d/E_d \quad (83)$$

dove:

$$E_d = N = W + S_a \cdot \sin \delta \quad (84)$$

In cui:

- W peso dell'opera;
- S_a spinta attiva del terreno a tergo dell'opera;
- δ angolo di inclinazione della spinta S_a ;
- H altezza dell'opera;
- x_g ascissa del baricentro del muro.

R_d , funzione del valore di q_{lim} , può essere valutato applicando il metodo di Brinch Hensen (1970), che rappresenta, in sostanza, un'estensione della formula di Terzaghi ottenuto mediante la sovrapposizione di soluzioni di casi particolari.

- **Condizioni drenate**

$$R_d = A' \cdot q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \quad (85)$$

In cui:

$A' = B' \cdot L'$, rappresenta l'area della fondazione efficace di progetto intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro è applicata la risultante del carico.

FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi' \text{ (equazione di Chen's - 1975)}$$

FATTORI DI FORMA

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 0.7$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi'$$

per sezioni di forma rettangolare

per forma quadrata o circolare

per sezioni di forma quadrata,
rettangolare o circolare

per sezioni di forma rettangolare

per sezioni di forma quadrata o
circolare

FATTORI DI INCLINAZIONE PER CARICHI H (ORIZZONTALE) E V (VERTICALE)

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q - (1 - i_q)}{N_c \tan \varphi'}$$

$$i_c = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \right)^2$$

$$i_q = i_c$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cot g \varphi'}\right)^m$$

In cui:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]^2}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \quad \text{con H agente in direzione di B'}$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]^2}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]} \quad \text{con H agente in direzione di L'}$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , il valore di m si calcola come:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

- Condizioni non drenate

$$R_d = A' \cdot q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

q rappresenta la pressione litostatica totale sul piano di posa.

FATTORI DI FORMA

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot (B'/L')$$

per fondazioni con sezione rettangolare

$$s_c = 1.2$$

per fondazioni quadrate o circolari

FATTORE DI INCLINAZIONE RISULTANTE DOVUTO AD UN CARICO ORIZZONTALE H

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}}\right)$$

La formulazione di Brinch-Hansen è espressa, in maniera generica, in termini di φ e di c : introducendo i parametri c_u e φ_u è possibile ottenere la capacità portante in termini di sforzi totali (condizioni non drenate), mentre, introducendo i parametri φ' e c' , si ottiene la capacità portante in termini di sforzi efficaci (condizioni drenate).

Esercizio 6

Si esegue la verifica a capacità portante dell'opera riportata nella Figura (4.11).

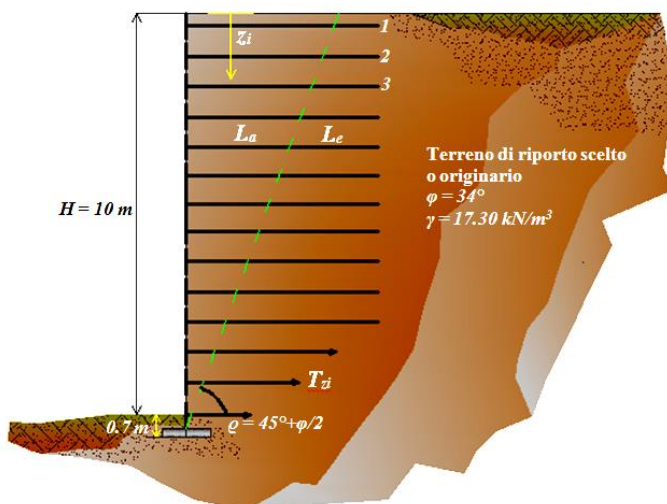


Figura 4.11 Sezione del muro in esame
Dalle verifiche precedenti è emerso che:

$$E_d = N = W + S_a \cdot \sin \delta = 951.5 \text{ kN}$$

E che:

$$M_{\text{stabilizzante}} = W \cdot x_G + (S_a \cdot \sin \delta) B = 2616.63 \text{ kN m}$$

$$M_{\text{destabilizzante}} = \frac{(S_a \cdot \cos \delta) \cdot H}{3} = 815.98 \text{ kN m}$$

$$m = M_{\text{stabilizzante}} - M_{\text{destabilizzante}} = 1800.64 \text{ kN m}$$

Assumendo come polo di riferimento il centro O di rotazione, l'eccentricità della forza normale agente risulta:

$$u = m / N = 1.89 \text{ m}$$

L'eccentricità rispetto al baricentro della fondazione risulta:

$$e = B/2 - u = 0.86 \text{ m}$$

avendo posto $B = 5.5 \text{ m}$. Si hanno tre casi possibili: la risultante N sia interna al nocciolo centrale d'inerzia ($u > B/3$ ed $e < B/6$), coincidente con il nocciolo centrale d'inerzia ($u = B/3$ ed $e = B/6$), ed esterna al nocciolo ($u < B/3$ ed $e > B/6$).

Nel caso in esame, la risultante delle azioni normali è interna al nocciolo, per cui:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) = 0.335 \text{ N/mm}^2$$

Si procede con il calcolo di R_d :

$$R_d = A \cdot q_{lim} = A \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

In cui si utilizzano i seguenti coefficienti (Brinch-Hansen) (Tabelle 4.4, 4.5 e 4.6):

Tabella 4.4. *Fattori di Capacità Portante*

N_q	29.44
N_γ	28.77
N_c	42.16

Tabella 4.5 *Fattori di Forma*

s_q	1.16
s_γ	0.7
s_c	1.17

Tabella 4.6. *Fattori di Inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H*

i_q	0.95
i_γ	0.57
i_c	0.95

Per determinare tali coefficienti è stato necessario determinare:

$$B' = B - 2e = 3.5 \text{ m}$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} = 1.778$$

Quindi si ha:

$$q_{lim} = 742.74 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d = A \cdot q_{lim} = 40850.5 \text{ kN}$$

La relazione (82) risulta essere soddisfatta:

$$E_d \leq R_d \text{ cioè } 4085.05 \leq 951.5$$

Il fattore di sicurezza assume un valore del tutto accettabile:

$$FS = R_d/E_d = 4.3$$

4.2.4 Verifica della stabilità globale

La stabilità globale dell'opera si verifica eseguendo l'analisi rotazionale o a cuneo, come ritenuto più appropriato, attraverso l'applicazione dei metodi classici dell'equilibrio limite.

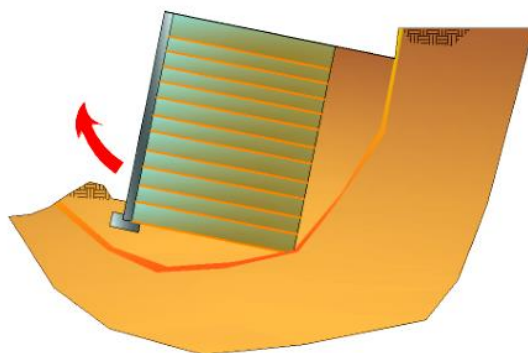


Figura 4.11 Schematizzazione della verifica della stabilità globale dell'opera in terra rinforzata

Nella stabilità globale opera-terreno si considerano potenziali superfici di rottura quelle che ricadono completamente o parzialmente al di fuori della massa rinforzata e coinvolgono il terreno circostante.

Eseguita l'analisi si verifica se il fattore di sicurezza calcolato è inferiore al minimo richiesto, in tal caso si agirà aumentando la lunghezza dei rinforzi. Se, nonostante ciò, il fattore di sicurezza calcolato risulta ancora non sufficiente, sarà necessario aumentare ulteriormente la lunghezza dei rinforzi oppure agire sul terreno al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche tramite micropali, compattazione dinamica, sostituzione del terreno, jet grouting, colonne di ghiaia, ecc..

5 ANALISI DELLA DEFORMABILITÀ

Spesso ci si trova ad affrontare il problema della valutazione del carico limite sulle terre rinforzate in presenza di spalle di ponti, rilevati stradali e ferroviari, fondazioni su pendii. In quest'ultimo caso è possibile determinare qualitativamente l'influenza esercitata dai parametri geometrici, quali larghezza della fondazione, distanza di quest'ultima dalla cresta del pendio e rapporto di ancoraggio del rinforzo, al fine di determinare i valori ottimali che massimizzano l'efficacia ed efficienza del rinforzo.

In letteratura, gli studi condotti dai diversi autori si possono dividere in metodi *sperimentali*, *numerici ed analitici*. Tra i metodi sperimentali rientrano tutti quei casi in cui l'analisi è condotta su modelli riprodotti in laboratorio in piccola e grande scala; i metodi numerici prevedono l'impiego di codici di calcolo basati sulla risoluzione di metodi agli elementi finiti o alle differenze finite; nei metodi analitici il problema della capacità portante viene sviluppato a partire dai classici metodi analitici quali il metodo dell'analisi limite, il metodo delle caratteristiche e il metodo dell'equilibrio limite.

5.1 Metodi sperimentali

I metodi sperimentali condotti su riproduzioni in piccola scala hanno lo scopo di valutare l'influenza dei diversi parametri che entrano in gioco quando si ha una fondazione posta su un pendio rinforzato.

Un esempio è rappresentato dallo studio condotto dagli autori Choudhary et alii (2009), che considerano un pendio rinforzato con geogriglie su cui poggia una fondazione rigida in legno.

I parametri di cui si tiene conto sono:

- *rapporto di ancoraggio (z/B)* che indica la profondità a cui è disposto il rinforzo singolo rispetto al piano campagna, generalmente espresso in funzione della larghezza della fondazione;
- *distanza della fondazione dalla cresta del pendio (d/B)*, ricercando quel valore ottimale per cui il carico limite della fondazione superficiale non risente più della presenza della parete inclinata del pendio;
- *angolo d'inclinazione del pendio (β)* solitamente variabile tra 45° e 60° ;
- *larghezza della fondazione superficiale (B)*;

- numero N di geogriglie inserite per un massimo di 7.

Dallo studio condotto emerge che la capacità portante del terreno aumenta man mano che ci si allontana dalla cresta del pendio e, ovviamente, incrementando il numero dei rinforzi utilizzati.

Circa l'efficacia dei rinforzi, è emerso che per un rapporto $z/B=2.5$ non si riscontrano più miglioramenti della capacità portante, così come per un valore di N rinforzi maggiore di 4 l'incremento del carico limite può essere definito trascurabile.

Un secondo studio condotto dagli autori *Selvaduri e Gnanendran* (1989) fa emergere che, per bassi valori della profondità di ancoraggio si registra un notevole incremento della capacità portante del terreno, fino anche ad una maggiorazione del 50% del carico limite in assenza di rinforzo. Inoltre è possibile definire la posizione ottimale della geogriglia, circa $(0.5 \div 0.9)B$, in quanto si è potuto verificare che per elevate distanze (circa $2B$) della geogriglia dal piano. In ultimo si conclude che per valori di $z/B < 1$ la superficie di scorrimento 'taglia' il rinforzo, mentre per valori superiori all'unità la superficie è tangente al rinforzo. In particolare, secondo *Lee e Manjunath* (2000), la capacità portante raggiunge il massimo per un valore di z/B pari 0.5 e il carico limite aumentando all'aumentare della distanza della fondazione dalla cresta del pendio, raggiunge il valore massimo in corrispondenza di $D/B = 5$. Infatti, a tale valore il carico limite stimato corrisponde a quello relativo ad una condizione di piano campagna orizzontale evidenziando quindi l'influenza dell'angolo di inclinazione del pendio sul carico limite: per un'inclinazione β superiore a circa $25^\circ 56'$ si registra una forte riduzione del carico limite.

5.2 Analisi limite

L'analisi condotta da *Zhao* (1996) confronta due diversi meccanismi cinematici che possono innescarsi all'interno di un pendio rinforzato su cui poggia una fondazione: dallo studio si evince che nel caso di pendii molto rinforzati il carico limite stimato mediante il meccanismo di rottura traslazionale è minore rispetto a quello riferito al meccanismo rotazionale. La differenza tra i due si annulla per un'inclinazione del pendio $\beta=90^\circ$.

L'autore giunge a tali conclusioni applicando la teoria della plasticità che può essere applicata nei seguenti casi:

- *materiale perfettamente plastico;*
- *tensione di snervamento del materiale convessa nello spazio delle tensioni;*

- *materiale obbediente alla legge di flusso associato.*

5.3 Metodi numerici ad elementi finiti

L'analisi allo stato limite ultimo e d'esercizio si può condurre per via numerica attraverso i metodi di calcolo ad elementi finiti o alle differenze finite (FEM e FDM). Tale tipo di modellazione si presenta però piuttosto laboriosa, non tanto per la definizione del modello costitutivo del terreno e del rinforzo, quanto, invece, per l'esigenza di utilizzare modelli che tengano conto dei complessi fenomeni che si sviluppano al contatto tra terreno e rinforzo. I FEM consentono di descrivere l'evoluzione dello stato tensionale e di deformazione in ogni elemento della struttura, di tener conto della non linearità del mezzo e di seguire una prestabilita storia delle sollecitazioni. L'uso di elementi di contatto consente di localizzare superfici di discontinuità e di valutare gli spostamenti anche per avanzati stadi di plasticizzazione di alcuni elementi della struttura.

Per compiere un'analisi FEM sono quindi necessari tre passaggi fondamentali:

- *la discretizzazione del dominio* che consiste nella suddivisione del dominio in un numero finito di elementi tra loro contigui, di forma regolare (triangoli, quadrilateri, etc.), definiti da un numero fissato di nodi. Il processo di discretizzazione è applicato localmente su piccole regioni di forma arbitraria (Elementi Finiti), dotati di caratteristiche significative pari a quelle dell'insieme nel quale si esegue l'integrazione;
- *l'approssimazione locale*, cioè si ipotizza che la funzione incognita u_i^e (ad esempio lo spostamento) possa essere approssimata per ciascun elemento mediante una funzione nodale u_i^j , assumendo la forma (Cesari, 2002):

$$u_i^e = \sum_{j=1}^M N_{ij} u_i^j$$

dove i termini N_{ij} sono chiamate funzioni forma (o funzioni di interpolazione) e M è il numero degli elementi. In questo modo è possibile legare gli spostamenti generici dentro all'elemento a quelli nodali. Le funzioni di forma hanno un ruolo importante poiché rappresentano il polinomio che approssima il valore esatto degli spostamenti e quindi determinano la convergenza del metodo;

- *l'assemblaggio e la soluzione dell'equazione matriciale globale*: usando le funzioni forma, le equazioni differenziali parziali

“originali” del problema sono sostituite da un sistema di equazioni algebriche che assumono la seguente forma:

$$\sum_{i=1}^N [K_{ij}^e] \{u_i^e\} = \sum_{j=1}^N (f_j^e) \text{ oppure } [K] \{u\} = \{F\}$$

dove $[K_{ij}^e]$ è la matrice di rigidezza, $\{u_i^e\}$ è il vettore dei valori nodali della variabile incognita, ad esempio lo spostamento, e (f_j^e) è il vettore che contiene le forze interne all'elemento, che tiene conto delle condizioni iniziali e di quelle al contorno (la matrice K è a bande e simmetrica).

Gli elementi finiti, nel medium continuo, sono interconnessi tra di loro nei nodi del sistema. Siccome in corrispondenza di ciascun nodo è possibile scrivere una o più equazioni che governano il problema in esame, risolvere il sistema di equazioni ai nodi, equivale a definire il comportamento dei sottospazi definiti dagli elementi. In altri termini, la matrice algebrica globale riflette la sovrapposizione delle azioni e degli effetti delle azioni nelle aree discrete considerate ‘concentrate’ ai nodi.

La soluzione del sistema numerico associato alla matrice permette di definire il campo di variazione delle incognite dell'intero spazio considerato, sia per i punti nodali sia per tutti quelli interni ai singoli elementi. Infatti, i singoli Elementi Finiti sono codificati in modo univoco una volta calcolate le grandezze d'interesse ai singoli nodi. Ricavate dal sistema globale le grandezze ai nodi, si passa allo sviluppo dei risultati all'interno dei singoli campi costituiti dagli elementi. Le relazioni che legano le condizioni ai nodi con quanto accade all'interno delle aree discrete sono le funzioni di forma.

Nel caso specifico delle terre rinforzate, con l'applicazione dei metodi FEM, è possibile valutare le risposte statiche e dinamiche del sistema terreno-rinforzo, al fine di evidenziare gli effetti legati ai diversi parametri che entrano in gioco.

5.3.1 Valutazione del carico limite in condizioni statiche mediante analisi FEM

La realizzazione di un'opera di ingegneria civile prevede necessariamente la fase di valutazione della capacità portante del terreno di fondazione in quanto essa ne influenzerà le scelte progettuali. Ipotizzando di essere in presenza di un'opera posta su un piano campagna orizzontale, il carico limite della fondazione si determina utilizzando la formula di Terzaghi. La capacità portante del terreno di fondazione con riferimento al *software GFAS* può essere valutata seguendo due differenti metodi.

Il primo metodo consiste nell'applicazione di uno spostamento verticale lungo l'interfaccia terreno-fondazione e, per tale motivo, è stato denominato *metodo degli spostamenti assegnati*.

Il secondo metodo, invece, sfrutta la procedura *Phi-c reduction*, e consiste nel ricercare, in maniera iterativa, quel particolare valore di carico per cui si verifica nel pendio una condizione di incipiente rottura ($FS=1$). Questo secondo metodo è stato denominato *metodo del carico imposto*.

5.3.1.1 Il metodo degli spostamenti assegnati

L'applicazione del metodo consiste nell'assegnazione di uno spostamento verticale che simula la presenza della fondazione. Nella realtà, il *software* utilizzato nella trattazione, *GeoStru-GFAS*, prevede l'assegnazione di uno spostamento verticale e di uno orizzontale. Il risultato dell'analisi secondo il metodo degli spostamenti assegnati è la curva carico-cedimento in cui vengono rappresentati gli incrementi di carico fino al raggiungimento dello spostamento assegnato nella fase di input. Tale curva verrà poi interpretata al fine di stimare il carico limite della fondazione superficiale.

I valori di carico forniti in output dal *software* con tale metodologia fanno riferimento al massimo valore del carico puntuale *Force-Y* che la fondazione può sopportare. Per quantificare il carico distribuito tale valore dovrà essere diviso per l'area della fondazione, come mostra l'Equazione 86:

$$Q = \frac{Force-Y}{A} = \frac{Force-Y}{B \cdot 1} \quad (86)$$

5.3.1.1.1 Il metodo degli spostamenti assegnati: caso del pendio rinforzato

In caso di simulazione di pendio rinforzato da geosintetici, la procedura di calcolo prevista nel *software GFAS* in tal caso si articola nel modo seguente:

- *Generazione stato tensionale iniziale: Gravity-loading;*
- *Staged construction:* attivazione delle geogriglie;
- *Staged construction:* attivazione del carico.

Tutte e tre le fasi dovranno essere eseguite con riferimento ad un calcolo di tipo plastico, in modo da considerare le deformazioni elasto-plastiche che si sviluppano all'interno del terreno.

5.3.1.2 Il metodo del carico imposto

Il metodo del carico imposto si differenzia da quello illustrato in precedenza per la modalità di applicazione del carico e lo sviluppo della fase di calcolo.

Esso si basa sulla procedura *Phi-c reduction* e può essere utilizzato per la stima del carico limite di fondazioni superficiali posizionate su pendii: prevede l'applicazione di un carico distribuito ed il calcolo del fattore di sicurezza ad esso associato. Il carico, in questo caso, non è posizionato a diretto contatto con il terreno ma, tra i due elementi, è interposto un elemento piastra caratterizzato da rigidità assiale e flessionale. Il carico limite così definito non è altro che quel particolare valore di carico per cui si ottiene un fattore di sicurezza circa pari a 1.

5.3.1.2.1 Il metodo del carico imposto: caso del pendio rinforzato

Il processo di calcolo previsto in presenza di un pendio rinforzato, si compone delle seguenti fasi:

- *Generazione stato tensionale iniziale: Gravity-loading;*
- *Staged construction:* l'attivazione del carico;
- *Staged construction:* l'attivazione del rinforzo;
- *Phi-c reduction:* calcolo del fattore di sicurezza.

5.3.2 Valutazione del carico limite in condizioni pseudo statiche mediante analisi FEM

La valutazione della capacità portante del terreno di fondazione in condizioni sismiche, può essere sviluppata con riferimento all’analisi pseudo-statica. Tale analisi consiste nel simulare la presenza dell’azione sismica in modo semplificato, senza ricorrere all’uso di accelerogrammi. Nell’analisi pseudo-statica l’azione sismica è simulata mediante forze orizzontali e verticali, la cui entità è proporzionale al peso del terreno ed dei carichi agenti. L’effetto sismico viene tenuto in conto mediante l’applicazione dei cosiddetti coefficienti sismici k_h (in direzione orizzontale) e k_v (in direzione verticale). I coefficienti simici potranno essere valutati attraverso le seguenti relazioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

(87)

$$k_v = \frac{K_h}{2}$$

(88)

Dove β_s è il coefficiente che considera l’attenuazione dell’onda sismica dovuta oltre che ai fenomeni di rifrazione e riflessione, cui sono soggette le onde sismiche durante l’attraversamento di terreni stratificati, anche all’aumento, man mano che l’onda avanza, della distanza ipocentrale; S_s è il coefficiente stratigrafico (Tabella 5.1). Questo parametro va ad amplificare l’azione sismica in funzione al tipo di terreno che si sta trattando; S_t è il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 5.2) e a_g è l’accelerazione di progetto riferita a suolo di categoria A (Tabella 5.3).

Tabella 5.1 Espressioni del coefficiente di amplificazione statigrafica

Categoria Sottosuolo	S_s
A	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.60$

Tabella 5.2 Valori del coefficiente di amplificazione statigrafica.

Categoria Topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T1	-	1.0

T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 5.3 Coefficiente di riduzione dell'azione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Nell'analisi pseudo statica si è scelto di far riferimento, a vantaggio di sicurezza, alla sola forza sismica orizzontale per cui è stato considerato solo il coefficiente sismico in direzione orizzontale k_{hi} . Tale forza sismica è stata applicata sia al terreno per tenere in conto l'effetto cinematico prodotto dalle accelerazioni nel sottosuolo, sia alla fondazione per tenere in considerazione le forze di inerzia che il sisma induce sulla struttura in elevazione, quest'ultimo contributo è legato al cosiddetto effetto inerziale. I due effetti appena illustrati verranno messi in conto attraverso l'applicazione di un coefficiente sismico orizzontale rispettivamente al sottosuolo k_{hk} , e alla fondazione k_{hi} .

L'analisi pseudo statica può essere condotta considerando sia complessivamente che separatamente l'effetto cinematico e quello inerziale. Il che vuol dire che è possibile stimare il carico limite con riferimento a tre differenti situazioni:

caso 1: considerando solo l'effetto cinematico e dunque applicando il coefficiente sismico orizzontale k_{hk} solo al sottosuolo;

caso 2: considerando solo l'effetto inerziale, il che vuol dire applicare il coefficiente sismico orizzontale k_{hi} solo al carico applicato sul terreno;

caso 3: considerando la combinazione dei due effetti inerziale e cinematico. In questo terzo caso l'analisi verrà sviluppata applicando contemporaneamente i coefficienti sismici k_{hi} e k_{hk} rispettivamente al carico ed al terreno. Tali coefficienti verranno inoltre assunti coincidenti ($k_{hi} = k_{hk}$).

L'effetto cinematico, come già detto, è legato alla propagazione delle onde simiche all'interno del sottosuolo. Esso viene messo in considerazione applicando il coefficiente simico k_{hk} al terreno. Il risultato dell'analisi pseudo-statica condotta considerando unicamente l'effetto cinematico sarà una curva carico-cedimento che potrà essere opportunamente interpretata per la valutazione del carico limite.

L'analisi pseudo statica con il solo effetto inerziale verrà condotta considerando solo l'effetto connesso alle forze di inerzia che il sisma induce sulla sovrastruttura. Il che vuol dire che non sarà necessario introdurre alcun valore del coefficiente sismico orizzontale relativo al terreno (*x-acceleration* = 0). Il carico limite verrà, in tal caso, stimato attraverso la stessa metodologia illustrata con riferimento al metodo del carico imposto, per cui dopo aver definito il modello geometrico ed il terreno si andrà a posizionare l'elemento piastra sul quale verrà disposto il carico distribuito, ed è proprio nel carico distribuito che entra in gioco l'effetto inerziale e dunque il coefficiente sismico orizzontale k_{hi} relativo alla fondazione.

L'analisi pseudo statica eseguita tendendo in conto sia l'effetto cinematico che inerziale è senza dubbio la più completa e quella che più si avvicina alla condizione reale. In tal modo si considera sia la presenza delle onde sismiche all'interno del sottosuolo, sia la presenza delle forze di inerzia che tale onde inducono sulla sovrastruttura. Dal momento che i due elementi risultano legati tra di loro verrà assegnato lo stesso valore al coefficiente simico orizzontale relativo al terreno ed alla fondazione.

5.4 Analisi FEM di un rilevato rinforzato alla base su un terreno compressibile

Al fine di limitare l'entità dei cedimenti indotti nel rilevato qualora le matrici di fondazione siano caratterizzate da materiali con scarse proprietà geomeccaniche, è possibile adottare soluzioni tecniche che prevedano la realizzazione di una palificata di base. Una volta definite le caratteristiche prestazionali e geometriche della palificata è possibile che si verifichino, all'interno del rilevato, movimenti di assestamento e, inoltre, lo stato tensionale indotto nella struttura di base dal peso proprio del rilevato induce delle sollecitazioni di carattere flessionale in corrispondenza delle file dei pali più esterni.

Per tale motivo le possibili soluzioni da adottare sono:

- *realizzazione di pali inclinati* (in corrispondenza delle file esterne) per evitare il danneggiamento a seguito delle sollecitazioni flessionali (Figura 5.1);
- *utilizzare geosintetici di rinforzo* (geogriglie) da collocare in corrispondenza delle teste dei pali, aventi la funzione di contenere le sollecitazioni indotte sulla palificata, favorendo, al contempo, il trasferimento del carico del rilevato ai pali stessi (Figura 5.2).

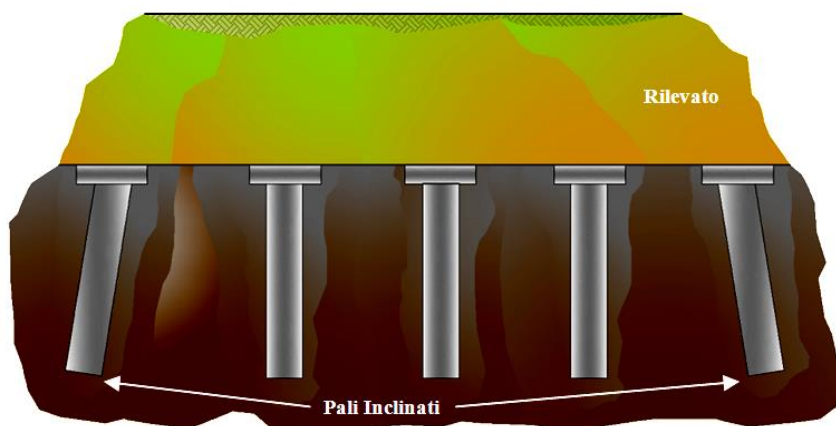


Figura 5.1 Realizzazione di pali inclinati in corrispondenza delle file esterne

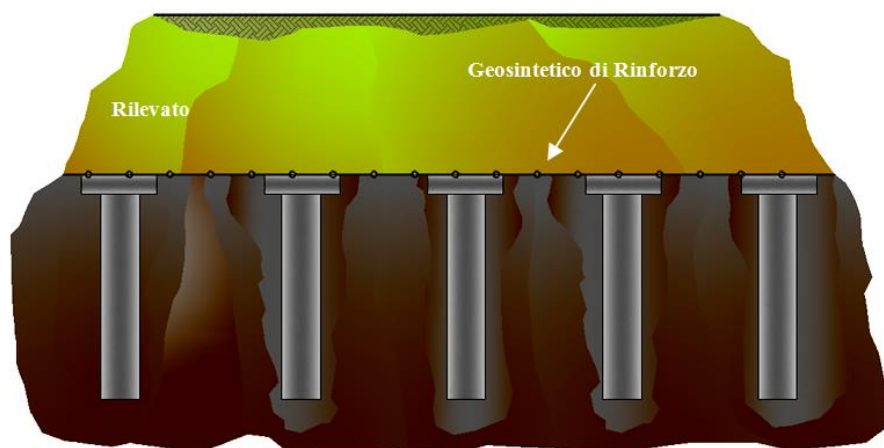


Figura 5.2 Utilizzo di rinforzo geosintetico da collocare in corrispondenza delle teste dei pali

La presenza di terreni di fondazione compressibili pone la necessità di ricercare soluzioni volte al contenimento dei cedimenti e possono riguardare: la bonifica dei terreni più superficiali, nel caso in cui i terreni in questione sono presenti negli strati più superficiali; l'uso di precarico, eventualmente da associare all'impiego di geodreni per riscattare i cedimenti della struttura in tempi più contenuti; l'uso di rilevati alleggeriti, attraverso l'uso di materiali artificiali di riempimento a bassa densità; l'inserimento di rinforzi alla base e l'impiego di pali e colonne di fondazione. In particolare, il rinforzo alla base costituisce una tecnica che sfrutta la disponibilità sempre maggiore di rinforzi polimerici, come le geogriglie estruse ed i geotessili tessuti. Dunque in questo caso si installa alla base del rilevato un rinforzo singolo o multistrato, in grado di concatenare il rilevato lungo la direzione trasversale. Ciò consente di stabilizzare l'opera contro il pericolo di scorrimento laterale o di instabilità della scarpata, consentendo la redistribuzione dei carichi in maniera più uniforme e limitando le distorsioni tra le porzioni di struttura più cariche rispetto a quelle scariche. Tuttavia tale tecnica non risulta sufficiente a limitare i cedimenti assoluti dell'opera, quest'ultimi legati alla natura dei terreni ed all'entità dei sovraccarichi.

L'uso dei pali come riduttori dei cedimenti rappresenta un interessante tecnologia sviluppatasi solo di recente: essa richiede il completo studio del processo di interazione pali-terreno-sovrastuttura. In alternativa ai pali prefabbricati o trivellati si può fare uso di colonne consolidate in sito con tecnologie come la vibroflottazione, il deep-mixing, il jet-grouting, la vibrosostituzione e colonne di ghiaia. L'impiego dei pali è una metodologia

che si rivela molto efficace in quanto inibisce la consolidazione dei terreni compressibili attraverso il trasferimento dei carichi ad un volume di terreno molto ampio con ridotti valori delle tensioni tangenziali mobilizzate all'interfaccia palo-terreno. Di rilevante importanza è la fase di costipazione dei terreni in prossimità delle teste dei pali per evitare anomalie di contatto che possono dare vita ad indesiderati cedimenti parassiti. La metodologia che fa uso di palificate come riduttori di cementi prevede di dotare le teste dei pali di strutture di collegamento in grado di trasferire ai pali una più cospicua aliquota del carico dei rilevati. Tale processo di trasferimento è legato alla rigidità della struttura di collegamento e negli ultimi tempi si è notevolmente diffuso l'uso di collegamenti flessibili costituiti generalmente da geogriglie o geotessili tessuti.

5.4.1 Tecnica di rinforzo alla base dei rilevati con pali e geosintetico

Questo genere di tecniche si svilupparono originariamente in Asia intorno agli anni '60 e successivamente si diffusero in Giappone e Australia. In origine la metodologia prevedeva l'impiego di rinforzi di varia natura che, posti alla base del rilevato in posizione orizzontale, erano capaci di controllare le distorsioni trasversali del rilevato, senza però limitare i cedimenti assoluti. Successivamente, l'impiego dei rinforzi è stato accoppiato alla realizzazione di pali di fondazione: in tale ambito si utilizzano per lo più geogriglie o geotessili tessuti in strati singoli o multipli, posti al di sopra delle palificate disposte secondo configurazioni con maglie quadrate o triangolari. Allo scopo di prevedere la distribuzione dei carichi tra i pali e il rinforzo e di poter selezionare le caratteristiche del geosintetico, si introduce il criterio di interazione che tenga conto della differente rigidità dei materiali chiamati a collaborare interagendo. Tale problema può essere trattato in maniera disaccoppiata, cioè sfruttando la teoria dell'effetto arco e la teoria della membrana tesa, oppure in forma accoppiata utilizzando i metodi numerici.

5.4.1.1 La teoria dell'effetto arco

La teoria è stata introdotta da *Terzaghi* (1943) per terreni omogenei ed isotropi. In presenza di terreni coesivi e dotati di attrito la formulazione conduce all'Equazione 87 della tensione verticale lungo la colonna di terreno al di sotto della quale si consideri la presenza di una cavità:

$$\sigma'_{v,arch} = \frac{B \cdot (\gamma' - \frac{2 \cdot c'}{B})}{2 \cdot K \cdot \tan \varphi'} (1 - e^{-K \cdot \tan \varphi' \frac{2 \cdot z}{B}} + q' \cdot e^{-K \cdot \tan \varphi' \frac{2 \cdot z}{B}}) \quad (87)$$

dove K è un coefficiente di pressione laterale, B la larghezza della cavità, φ' è l'angolo di resistenza al taglio effettivo del terreno, c' la coesione effettiva, q' l'eventuale sovraccarico effettivo al di sopra della colonna di terreno, γ' il peso di volume effettivo del terreno e z la profondità valutata a partire dal piano campagna.

Dunque, tramite questo approccio si ricava la pressione verticale media σ'_g che grava in corrispondenza del rinforzo, nell'ipotesi che il rinforzo deformabile si comporti come una cavità.

Le principali limitazioni dell'estensione di tale teoria al caso di rilevati rinforzati su pali sono da ricercarsi nella presenza del terreno di fondazione, al di sotto della membrana tesa, in grado di modificare lo sviluppo dell'effetto arco e nel differente stato di tensione, di tipo tridimensionale nel rilevato, rispetto all'ipotesi bidimensionale della teoria di Terzaghi. Infatti, nel caso più generale, l'effetto arco è influenzato dalla rigidità dei pali e del terreno di fondazione, dalla geometria del problema e dalla frazione coesiva del materiale costituente il rilevato.

Diversi autori hanno cercato di tener conto dell'effetto arco in modo semplificato nella ripartizione delle tensioni.

Carlsson (1987) e Rogbeck et alii (1998) assumono che la zona non interessata dall'effetto arco e che quindi non abbia capacità di sostegno, abbia una forma triangolare con angolo al vertice di 30° e base pari alla distanza tra i pali: la stessa zona è rappresentata da Low (1994) come un semicerchio. Per il caso 3D e pali disposti a maglia quadrata, Hawlett et alii (1988) assumono, invece, tale zona come una porzione di terreno delimitata da una semisfera poggiante sugli assi dei quattro pali. Villard et alii (2000) estendono la soluzione bidimensionale di Terzaghi al caso assialsimmetrico di cavità circolare R a seguito di uno studio condotto con i metodi dell'equilibrio limite. Questi ultimi, inoltre, formulano un criterio di previsione dell'altezza massima dell'arco stabile, in funzione dello spessore della copertura, del raggio della cavità e dei parametri di resistenza al taglio del terreno.

In assenza di sovraccarico, tale altezza risulta essere funzione della spinta attiva di Rankine K_a e del raggio della cavità R (Equazione 88):

$$h_{max} = \frac{R}{\sqrt{3 \cdot K_a}} \quad (88)$$

Dal valore di h_{max} si può valutare quindi la massima pressione trasmessa al rinforzo di base (Equazione 89):

$$\sigma'_g = h_{max} \cdot \gamma' \quad (89)$$

In ultimo, il metodo proposto dalla *normativa britannica BS 8006 (1995)* fornisce invece la ripartizione del carico in funzione della geometria dei pali e del loro grado di vincolo.

5.4.1.2 La teoria della membrana tesa

La teoria, una volta calcolata la pressione gravante direttamente sul rinforzo di base, consente di valutare la trazione massima dello stesso. Si ipotizza la forma inflessa del rinforzo (circolare, iperbolica o parabolica), tipo di anisotropia e che l'interazione tra la membrana e il terreno sottostante sia trascurabile (Lawson et alii – 1994, McKelvey et alii – 1994).

La procedura proposta dalla *normativa britannica BS 8006 (1995)* consente di valutare la pressione verticale agente sulla testa dei pali σ'_p espressa come un'aliquota della tensione verticale geostatica alla base del rilevato σ'_v , tramite l'introduzione di un coefficiente che tiene conto dell'effetto arco C_a , funzione del grado di vincolo, dell'altezza del rilevato e della larghezza della testa dei pali (Equazione 90).

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} = \left[\frac{C_a \cdot a}{H} \right]^2 \quad (90)$$

In cui H è l'altezza del rilevato, a è la dimensione caratteristica del pulvino a coronamento del palo, C_a è il coefficiente dell'effetto arco funzione del grado di vincolo dei pali.

In particolare:

$$\begin{aligned} C_a &= 1.95 \cdot (H/a) - 0.18, & \text{per i pali che lavorano di punta} \\ C_a &= 1.50 \cdot (H/a) - 0.07, & \text{per pali che lavorano per attrito} \end{aligned}$$

Nota la pressione agente sulle teste dei pali, si ricava la pressione verticale agente sulla membrana in funzione dell'interasse s tra i pali e della larghezza del pulvino con l'Equazione 91 oppure con l'Equazione 92 (Figura 5.3).

Per $H > 1.4 \cdot (s-a)$:

$$\sigma'_g = \frac{1.4 \cdot \gamma' \cdot (s-a)}{s^2 - a^2} (s^2 - a^2 \cdot \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}) \quad (91)$$

Per $0.7 \cdot (s-a) \leq H \leq 1.4 \cdot (s-a)$:

$$\sigma'_g = \frac{(\gamma' \cdot H + q')}{s^2 - a^2} (s^2 - a^2 \cdot \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}) \quad (92)$$

nel caso in cui risulti $\frac{s^2}{a^2} \leq \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}$ dovrà assumersi $\sigma'_g = 0$.

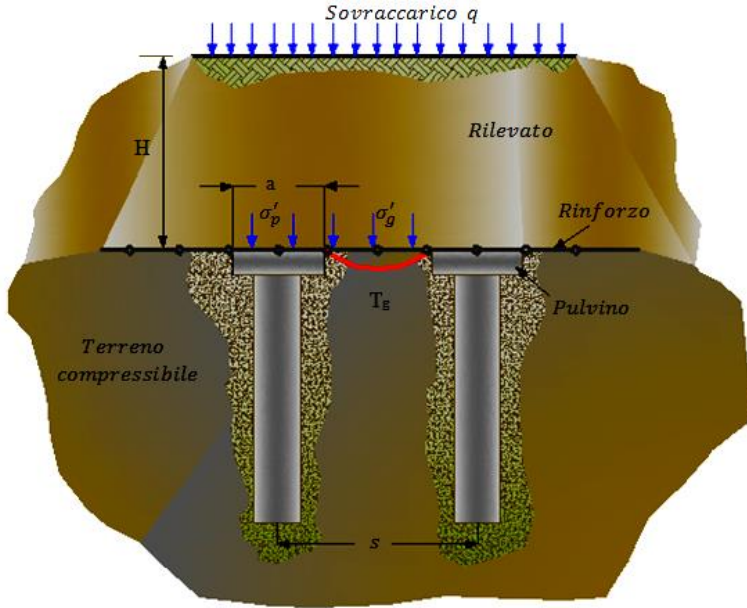


Figura 5.3 Schema di ripartizione delle pressioni verticali tra pali e geogriglia.

Nota la tensione verticale alla membrana, si ricava la trazione T_g nel piano della stessa attraverso l'Equazione 93 di equilibrio, che considera una configurazione parabolica del rinforzo inflesso (Lawson, 1995):

$$T_g = \sigma'_g \frac{s \cdot (s-a)}{2 \cdot a} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \quad (93)$$

In cui ε rappresenta la deformazione assegnata del rinforzo. La tensione risulta massima in corrispondenza della testa del palo dove la membrana è supposta vincolata.

Per quanto riguarda i metodi numerici sono disponibili in letteratura diversi studi parametrici (Jones et alii-1990, Lawson et alii-1994, Kempton et alii-1998) ed analisi retrospettive di rilevati in vera grandezza sottoposti a monitoraggio (Jenner et alii-1998, Rogbeck et alii-1998, Lawson et alii-2001). I risultati che si ottengono con tali metodologie numeriche di tipo tridimensionale (Kempton et alii-1998), se confrontati con quelli provenienti dall'applicazione della normativa inglese BS 8006, sottostimano la tensione finale del rinforzo.

6 MODALITÀ DI POSA IN OPERA

Le principali fasi di realizzazione di un'opera in terra rinforzata sono riassunti nei punti successivi:

- *preparazione del piano di posa*: si verifica e realizza il tipo di fondazione adeguata (diretta o indiretta) in relazione alle condizioni geotecniche del sito: si procede così alla preparazione del piano di posa. È necessario prestare adeguata cura affinché non siano presenti oggetti sporgenti o, in genere, materiali non idonei che potrebbero danneggiare i componenti del primo strato;
- *tracciamento della prima fila di casseri*: impostato il piano di fondazione, si provvede al tracciamento della prima fila di casseri, verificando, opportunamente, gli spazi utili disponibili e gli eventuali impedimenti che potrebbero inficiare l'intervento nel corso della sua realizzazione;
- *posizionamento della prima fila di casseri metallici*: i casseri metallici verranno posizionati, affiancandoli l'uno con l'altro, previa sovrapposizione laterale di almeno 10 cm. È opportuno assicurare la zona di sovrapposizione mediante legatura con filo di ferro o con fascette di plastica (Figura 6.1);



Figura 6.1 Sovrapposizione laterale delle cassetture metalliche. È buona norma realizzativa unire gli elementi con filo metallico o fascette in plastica

- *taglio a misura delle geogriglie di rinforzo*: ciascun rotolo, di norma, riporta, su apposita etichetta, le informazioni necessarie per individuare il valore di resistenza a trazione della geogriglia (Figura 6.2). Tale informazione risulta estremamente importante per scongiurare il posizionamento di rinforzi con classe di resistenza non adeguata rispetto alle indicazioni progettuali. L'operazione consiste nell'eseguire dei tagli la cui lunghezza complessiva sarà data dalla somma di tre componenti: la lunghezza di ancoraggio, lo sviluppo al fronte dello strato *i-esimo* (corrispondente allo sviluppo della parte inclinata della cassetta metallica che, a sua volta, dipende dallo spessore dello strato e dall'inclinazione della facciata) e la lunghezza del risvolto della parte superiore l'*i-esimo* strato (informazioni desumibili dagli elaborati progettuali esecutivi). Eseguiti i tagli, l'operatore è pronto a posizionare l'elemento di rinforzo;



Figura 6.2 Imballaggio delle geogriglie

- *installazione dell'elemento per il controllo dell'erosione tipo*: predisposti gli elementi in metallo sagomati a misura, in ragione dell'inclinazione, che si è deciso inserire nella facciata dell'opera, occorrerà prevedere il posizionamento dell'elemento per il controllo dell'erosione, naturale o sintetico (Figura 6.3). Il prodotto andrà fissato al cassero metallico mediante fascette, possibilmente in

plastica. La larghezza del sistema di controllo dell'erosione consentirà di far aderire, in modo adeguato, il prodotto alla parte frontale, garantendo una quota parte di risvolto sia superiormente sia inferiormente.

La posa in opera dell'elemento è da ritenersi eseguita a regola d'arte nel momento in cui il prodotto sarà installato in completa aderenza alla parte frontale del manufatto: si ritiene che l'eventualità di una posa in opera in cui non venga eseguito il risvolto sia superiormente sia inferiormente, non pregiudichi in alcun modo la funzionalità dell'elemento;



Figura 6.3 *Applicazione dell'elemento per il controllo dell'erosione (biorete in juta) senza prevedere un completo risvolto in corrispondenza della parte alta dello strato*

- *installazione dell'elemento di rinforzo*: una volta installato l'elemento per il controllo dell'erosione, sarà cura dell'operatore installare l'elemento di rinforzo. La geogriglia dovrà essere preventivamente tagliata a misura lungo il piano di fondazione, in ragione della lunghezza di ancoraggio riportata a progetto. Una volta che l'elemento sarà stato posizionato orizzontalmente lungo il piano di posa, l'operatore dovrà favorire l'adesione della geogriglia alla

parte inclinata del cassero metallico, ancorandola mediante fascette in plastica e, quindi, risvoltando esternamente la rimanente parte del telo (che dovrà necessariamente risultare uguale alla lunghezza del risvolto). Prima di risvoltare esternamente la geogriglia, in corrispondenza della parte superiore del cassero metallico, sarà buona norma ricoprire la zona sommitale del cassero con dei profili ad U in alluminio o con semplici guaine in gomma, per evitare possibili danneggiamenti della geogriglia medesima, nel momento di chiusura dello strato (Figura 6.4)

Nel caso in cui l'operatore dovesse omettere l'installazione delle protezioni in corrispondenza dei terminali superiori del cassero, la geogriglia potrebbe danneggiarsi, restando, di fatto, in uno stato di continua tensione a causa della connessione con l'elemento metallico. Ciò comporterebbe un inutile danneggiamento sia dell'elemento geosintetico sia dell'elemento metallico. Lateralmente le geogriglie dovranno essere sovrapposte per almeno 15 cm: non è necessario il ricorso a picchetti metallici per l'ancoraggio di queste zone (Figure 6.5 e Figura 6.6);



Figura 6.4 *Montaggio del profilo in gomma o metallico ad U per proteggere in fase di installazione del sistema la geogriglia e evitare il suo aggancio alla cassetture in fase di chiusura dello strato*



Figure 6.5 *Applicazione errata del tratto terminale superiore della geogriglia (parte del risvolto) che non deve mai risultare in connessione con l'elemento metallico del cassero*



Figura 6.6 Zona di sovrapposizione laterale delle geogriglie

- *installazione dei tiranti di ancoraggio:* prima di procedere con il successivo riporto di terreno, occorre installare i tiranti di ancoraggio. Realizzati con tondini di ferro diametro 8 mm, i tiranti saranno forniti in ragione delle dimensioni della casseratura metallica (inclinazione e sviluppo del fronte) al fine di potersi inserire correttamente e garantire il necessario irrigidimento in previsione delle successive fasi di compattazione;
- *stesa del terreno di riempimento:* una volta installate tutte le componenti metalliche e geosintetiche, è possibile procedere con le fasi di riempimento. È consigliabile procedere per strati di 30 cm al fine di ottimizzare il processo di compattazione (Figura 6.7). Abitualmente, infatti, gli strati sono spessi 60 cm. Il processo dovrà restituire un indice di costipazione non inferiore al 95% dello Standard Proctor. Per evitare il danneggiamento delle componenti frontali, sarà opportuno ricorrere all'utilizzo di vibrocostipatori oppure di piastre vibranti per la compattazione del primo metro in facciata. Per la restante parte interessata dai rinforzi si potrà procedere con rulli dotati di idonee caratteristiche;



Figura 6.7 Esempio di vibrocostipatore utilizzato per la compattazione del primo metro al fronte della terra rinforzata

- *chiusura dello strato*: una volta ultimato il riempimento dello strato sarà cura dell'installatore riportare verso l'interno l'elemento di rinforzo temporaneamente risvoltato verso l'esterno, per poi fissarlo al terreno con picchetti metallici sagomati ad U;
- *realizzazione dello strato successivo*: per procedere con le fasi di installazione sarà sufficiente attenersi alle istruzioni riportate ai punti precedenti, fino al raggiungimento della quota di progetto.

7 INQUADRAMENTO NORMATIVO - NTC 2008

La progettazione di opere in terra rinforzata sotto l'aspetto normativo è definita dalla normativa italiana in vigore, delineando le verifiche che le opere in questione devono soddisfare.

In particolare si hanno:

- *Verifiche per gli stati limite ultimi* che possono presentarsi in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- *Verifiche per gli stati limite d'esercizio*, definiti in funzione delle prestazioni attese.

Secondo tali norme, si valuta la sicurezza delle opere adottando i criteri del metodo semi-probabilistico agli stati limite che si basano sull'uso di coefficienti parziali di sicurezza: tale metodo è definito primo livello. Per opere di particolare rilevanza è possibile adottare metodi di livello superiore.

Il metodo semi-probabilistico verifica la sicurezza strutturale mediante il confronto tra le resistenze e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi di resistenza si esegue con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza come espresso dall'Equazione 93:

$$R_d < E_d \quad (93)$$

In cui R_d rappresenta la resistenza di progetto, definita dai valori di progetto della resistenza dei materiali e dai valori nominali delle grandezze geometriche interessate e E_d definisce il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in funzione dei valori di progetto delle azioni F_{dj} o direttamente stimando E_{dj} come mostrato di seguito (Equazione X). La resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici R_{kj} e F_{kj} , ovvero rispettivamente frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza dell'opera. In genere, i frattili si assumono pari al 5%, ma nel caso di grandezze con piccoli coefficienti di variazione si possono considerare pari al 50% (valori mediani).

$$F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj} \quad (94)$$

$$E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej} \quad (95)$$

La verifica della condizione (X) deve essere eseguita valutando le possibili combinazioni dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3).

7.1 Le azioni

Le norme tecniche definiscono ‘**azione**’ ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Queste possono essere classificate in funzione della variazione della loro intensità nel tempo in:

- **azioni permanenti (G)**, ovvero che agiscono per tutta la vita nominale dell’opera. La variazione dell’intensità di tali azioni nel tempo è talmente irrisoria e lenta da consentire di poterle considerare, approssimativamente, costanti nel tempo. Ne fanno parte:

- G1 - peso proprio degli elementi strutturali; peso proprio del terreno (quando pertinente); forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti dei carichi variabili applicati su di esso); forze risultanti dalla pressione dell’acqua (se si configurano costanti nel tempo)
- G2 - peso proprio degli elementi non strutturali
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti da progetto e realizzati al momento della costruzione
- P - pretensione e precompressione
- ritiro e viscosità
- spostamenti differenziali

- **azioni variabili (Q)**, ovvero azioni che assumono sulla struttura o sull’elemento strutturale valori istantanei e che possono risultare sensibilmente diversi nel tempo. Si distinguono:

- azioni di lunga durata, cioè che agiscono con intensità significativa (ma non per forza continuativamente) per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale dell’opera
- azioni di breve durata, ovvero che agiscono per un lasso di tempo piuttosto breve rispetto alla vita nominale dell’opera

Tra le azioni variabili, di breve o lunga durata, è necessario sempre tenere in considerazione le azioni del *vento* e della *neve*.

- **azioni eccezionali (A)**, ovvero azioni che possono verificarsi solo eccezionalmente nel corso della vita nominale dell'opera. Ne fanno parte:

- incendi
- esplosioni
- urti, impatti

- **azioni sismiche (E)**, ovvero azioni derivanti dai terremoti.

7.1.1 Azioni elementari

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} e Q_{k3} , ecc azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla dominante. Il valore caratteristico Q_k di un'azione variabile rappresenta il frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'opera stessa. Le combinazioni delle azioni variabili Q_{kj} sono, dunque, funzione dei coefficienti di combinazione $\psi_{0j} \psi_{1j} \psi_{2j}$ (Tabella 7.1).

Tabella 7.1 Coefficienti di combinazione (NTC 2008)

Azioni variabili Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A-Ambienti di uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B-Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C-Ambienti suscettibili di grande affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D-Ambienti di uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E-Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F-Rimesse e parcheggi (autoveicoli con perso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G- Rimesse e parcheggi (autoveicoli con perso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H-Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Si hanno:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \times Q_{kj}$, valore medio della distribuzione temporale dell'intensità, perciò corrispondente al frattile pari al 50% del tempo di riferimento;

- valore frequente $\psi_{1j} \times Q_{kj}$, valore corrispondente al frattile pari al 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} \times Q_{kj}$, valore di durata breve che tiene conto della ridotta probabilità dell'occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile si può assumere il valore nominale (con pedice k-valori caratteristici, senza pedice-valori nominali).

7.1.2 Combinazione delle azioni

Si possono definire le seguenti combinazioni:

- *Fondamentale*, impiegata solitamente per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \dots$$

- *Caratteristica (rara)*, generalmente utilizzata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G1 + G2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- *Frequente*, generalmente utilizzata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- *Quasi permanente* (SLE), solitamente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- *Sismica*, impiegata sia per SLE sia per SLU connessi all'azione sismica E:

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

- *Eccezionale*, generalmente usata per gli SLU connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G1 + G2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per gli SLE si omettono i carichi Q_{kj} che offrono contributi favorevoli ai fini delle verifiche e, in alcuni casi, i carichi $G2$.

7.2 Le resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d si può determinare in tre diversi modi:

- analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici, diviso il valore del coefficiente parziale γ_M , tenendo conto se necessario dei coefficienti parziali γ_R (specifici per ciascuna opera);
- analitico, sfruttando le correlazioni con i risultati delle prove in situ e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R ;
- sulla base di misure dirette condotte su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R .

Le resistenze R_d si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M e tenendo conto, se necessario, dei coefficienti parziali γ_R (specifici per ciascuna opera).

7.3 Stati limite ultimi

Si distinguono:

- *Stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU)*;
- *Stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR)*;
- *Stato limite di resistenza del terreno (GEO)*.

7.4 Tipi di analisi

Nel caso delle verifica dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportate nella Tabella 7.2.

Tabella 7.2. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC 2008)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F	EQU
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9
	Sfavorevole		1.1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_Q	0
	Sfavorevole		1.5

⁽¹⁾ nel caso in cui siano compiutamente definiti, si possono adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Il coefficiente γ_{G1} rappresenta il coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del terreno e dell'acqua, quando pertinenti; γ_{G2} rappresenta il peso proprio degli elementi non strutturali e γ_{Qi} il coefficiente parziale delle azioni variabili. Si sottolinea che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) se, nella modellazione impiegata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nelle verifiche STR (Stato limite ultimo strutturale) e GEO (Stato limite ultimo del terreno) possono essere eseguite secondo due diversi approcci progettuali (Tabelle 7.3 e 7.4).

- Approccio 1

Si impiegano due combinazioni differenti. Indicando con A i coefficienti parziali definiti per le azioni, M per la resistenza dei materiali e R per la resistenza globale del sistema, si hanno:

Combinazione 1. STR: $A1+M1+R1$

Combinazione 2. GEO: $A2+M2+R2$

- Approccio 2

$A1+M1+R3$

Tabella 7.3 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC 2008)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1	1
	Sfavorevole		1.3	1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.3

⁽¹⁾ nel caso in cui siano compiutamente definiti, si possono adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 7.4 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC 2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI SI APPLICA IL COEFFICIENTE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ'_ϕ	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ'_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

I valori dei parametri R1, R2 ed R3 variano a seconda del tipo di opera considerata.

7.5 Le opere in terra rinforzata

Le opere in terra rinforzata, nella normativa di riferimento, sono definite come opere di sostegno con struttura mista che esplicano la propria funzione mediante trattamenti di miglioramento e mediante la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento. Per tale motivo le verifiche di sicurezza da eseguire sono relative allo stato limite ultimo (SLU) sia a breve sia a lungo termine.

In caso opere con soli terreni drenati o composte da opere di drenaggio che assicurino che le pressioni interstiziali siano pressoché nulle, la verifica si può condurre solo a lungo termine (in termine di pressioni efficaci), mentre in presenza di terreni coesivi o in caso di assenza di opere di drenaggio che assicurino che le pressioni interstiziali siano pressoché nulle, la verifica si può condurre solo a breve termine (in termine di pressioni totali).

Nel caso di muri in terra rinforzata (inclinazione del paramento $\geq 70^\circ$ rispetto all'orizzontale) le verifiche di stabilità globale ed esterna per sistemi

geotecnici (GEO) risultano più gravose di quelle per sistemi strutturali (STR).

Le verifiche da eseguire sono:

1. Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (GEO);
2. Stabilità esterna per scorrimento sul piano di posa (GEO);
3. Stabilità esterna per capacità portante limite dell'insieme fondazione-terreno (GEO);
4. Stabilità esterna per ribaltamento (EQU);
5. Stabilità interna per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (rinforzi) (STR);
6. Stabilità interna per raggiungimento della resistenza a sfilamento degli elementi strutturali (rinforzi) (STR);
7. Stabilità interna per raggiungimento della resistenza a taglio lungo le interfacce terreno-rinforzo (STR).

Per pendii con inclinazione del paramento con angolo superiore a 70°, generalmente non si eseguono le verifiche 2, 3 e 4.

La verifica di stabilità globale (1) si esegue secondo l'approccio 1-combinazione 2.

$$A2+M2+R2$$

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle X e XX.

Le altre invece secondo almeno due dei seguenti approcci:

- **Approccio 1**

Combinazione 1. STR: $A1+M1+R1$

Combinazione 2. GEO: $A2+M2+R2$

- **Approccio 2**

$$A1+M1+R3$$

I valori dei parametri $R1$, $R2$ ed $R3$ variano a seconda del tipo di opera considerata (Tabella 7.5).

Per le verifiche di tipo GEO, si utilizza l'approccio 1-combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

Per le verifiche di tipo EQU, si utilizza l'approccio 1-combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

Per le verifiche di tipo EQU, si utilizza l'approccio 1-combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

Per le verifiche di tipo STR, si utilizza l'approccio 1-combinazione 1:

$$A1+M1+R1$$

Tabella 7.5 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche STR e GEO.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.4$
Scorrimento	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.1$
Resistenza del terreno	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.4$

7.5.1 Verifiche sismiche

L'analisi sismica, nel caso di opere in terra rinforzata, si conduce seguendo l'approccio 1: in particolare per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno si utilizza la combinazione 2 (GEO). Le variazioni di spinta indotte dalle sollecitazioni di natura sismica si valutano con i coefficienti parziali M1 e le forze d'inerzia sul muro si sommano all'azione sismica. Tutti i coefficienti parziali del gruppo A2 si devono porre pari all'unità.

Per le analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o nei vincoli, si utilizza l'approccio 1 (STR)-combinazione 1, in cui tutti i coefficienti parziali del gruppo A1 sono posti pari all'unità. Le verifiche GEO invece devono essere effettuate secondo l'approccio 1-combinazione 2, ottenendo:

$$E + A2 + M2 + R2$$

Ossia:

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2}$$

Dunque, per le verifiche sismiche si utilizza la combinazione:

$$A2 + M2 + k_h \pm k_v$$

Esercizio 7

Sulla terra rinforzata degli esempi precedenti (Figura 7.1) verrà eseguita la verifica di stabilità globale secondo le indicazioni riportate nelle NTC.

Si farà riferimento all'approccio 1:

Combinazione 1 - **A1+ M1+R1 (STR)**

Combinazione 2 - **A2+ M2+R2 (GEO)**

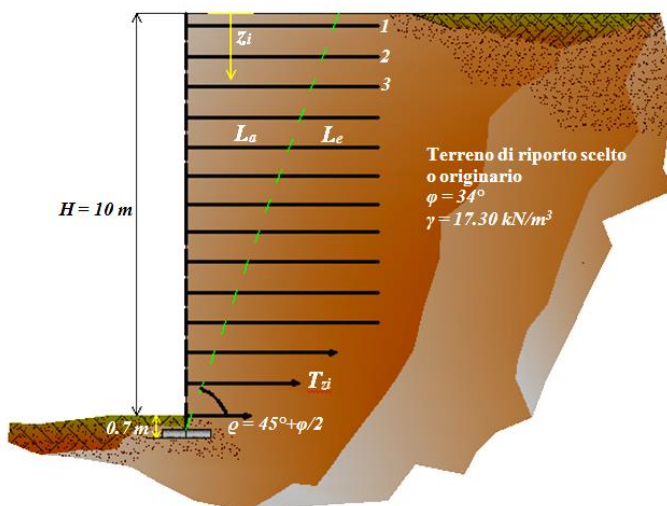


Figura 7.1 Sezione del muro in esame

Con la combinazione **A1+ M1+R1 (STR)** si analizza il caso in cui la superficie di scorrimento intercetta i rinforzi; la verifica è soddisfatta dalla disequaglianza (Figura 7.2):

$$E_d \leq R_d$$

Per tale combinazione i coefficienti parziali delle azioni, quelli dei parametri geotecnici del terreno e quelli della resistenza del sistema verranno posti pari ad uno.

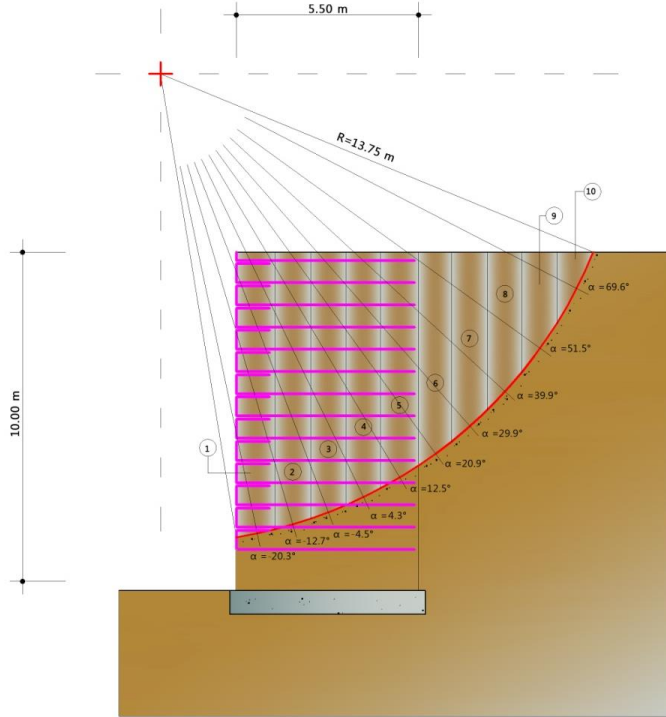


Figura 7.2 Verifica di stabilità globale

La resistenza T_d che l'elemento di rinforzo deve poter rendere disponibile per stabilizzare il muro rinforzato verrà determinata dalla seguente relazione:

$$T_d = \min(T_{allow}; T_{pullout})$$

$$T_{pullout} = 2 \cdot L_r \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan \varphi'$$

dove:

- L_r definisce la lunghezza efficace del rinforzo;
- f_b è il coefficiente di pullout;
- σ'_v rappresenta la tensione efficace media in direzione ortogonale al piano del rinforzo.

$$T_{allow} = \frac{T_{nom}}{\prod_i FS_i}$$

in cui:

T_{nom} tensione nominale;

FS_i fattori riduttivi che tengono conto di eventuali danneggiamenti in fase di posa; dell'aggressività di natura chimica dell'ambiente, dei fenomeni di creep.

Il calcolo delle suddette resistenze è eseguito con il software *GeoStru-Slope* versione 2014.21.2.1074: si riportano di seguito nella Tabella 7.6 i risultati raggiunti.

Tabella 7.6 Resistenza di progetto

N° Concio	X_i [m]	Y_i [m]	σ'_v [KN/m ²]	L_r [m]	$T_{pullout}$ [KN/m]	T_{allow} [KN/m]	T_d [KN/m]
1	10.90	6.12	136.67	4.60	34	559.75	34
3	12.47	6.82	124.56	3.01	34	333.82	34
5	13.65	7.52	112.45	1.80	34	180.22	34
6	14.64	8.22	100.34	0.85	34	75.94	34
7	15.45	8.92	88.23	0.05	34	3.935	3.91

Poiché la superficie di scorrimento intercetta i rinforzi, la loro azione resistente entra nell'espressione del fattore di sicurezza al denominatore decrementandolo, in questo modo la relazione proposta da *Bishop* diventa:

$$FS = \frac{R_d}{E_d} = \frac{\sum_i \{ (c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i + \Delta X_i) \cdot \tan \varphi_i) \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \alpha_i}{F}} \}}{\gamma_R (\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i - \sum_{i,j} T_{D,i,j} \cdot \cos \alpha_i)}$$

L'indice i è associato all' i -esimo concio mentre l'indice j si riferisce all'elemento di rinforzo intercettato dalla superficie di scorrimento.

I risultati del calcolo si riportano in Tabella 7.7.

Tabella 7.7 Risultati dell'analisi di stabilità globale, metodo di *Bishop*

N° Concio	b_i [m]	α_i [°]	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	c_i [KN/m ²]	φ_i [°]	$l_i = b_i / \cos \alpha_i$ [m]	W_i [KN/m]	N'_i [KN/m]	T_i [KN/m]
1	0.89	18.5	0.3173	0.9483	0	34	0.94	123.8	115.3	45.6
2	0.89	22.4	0.3811	0.9245	0	34	0.96	118.7	110.4	43.7
3	0.89	26.5	0.4462	0.8949	0	34	0.99	112.46	105.0	41.5
4	0.89	30.7	0.5105	0.8598	0	34	1.04	104.99	98.9	39.1
5	0.89	35.2	0.5764	0.8171	0	34	1.09	96.12	91.9	36.4
6	0.89	39.9	0.6414	0.7672	0	34	1.16	85.62	83.8	33.2
7	0.89	44.9	0.7059	0.708	0	34	1.26	73.14	74.0	29.3
8	0.89	50.4	0.7705	0.6374	0	34	1.4	58.15	61.7	24.4
9	0.89	56.7	0.8358	0.5490	0	34	1.62	39.67	45.1	17.8
10	0.89	64.4	0.9018	0.4321	0	34	2.06	15.65	19.8	7.8
CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO										
Coordinate del centro $X_c = 6.10$ $Y_c = 19.02$ Raggio = 13.75										

FS=1.70

Con la combinazione **A2+ M2+R2 (GEO)** si analizza il caso in cui la superficie di scorrimento non intercetta i rinforzi e non interferisce con la fondazione (Figura 7.3).

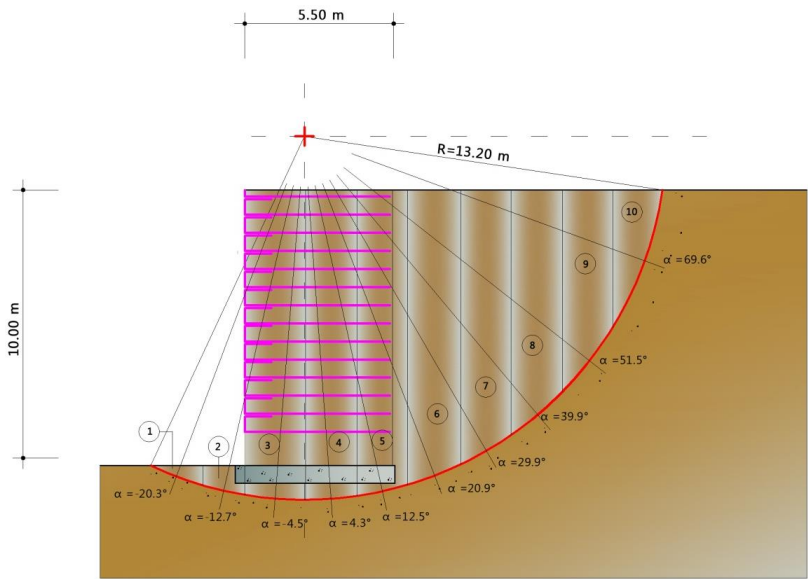


Figura 7.3 Verifica di stabilità globale

I coefficienti sulle azioni, sui parametri geotecnici del terreno e sulla resistenza globale del sistema utilizzati, ripresi dalle NTC, si riportano in Tabella 7.8:

Tabella 7.8 Coefficienti parziali

Carichi (A2)		
Permanenti	γ_{G1}	1
Parametro (M2)		
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\gamma_{\phi'}$	1
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25
Peso dell'unità di volume	γ	1
Verifica di Sicurezza		
Stabilità allo scorrimento	γ_R	1.1

Il fattore di sicurezza allo scorrimento viene determinato con la relazione proposta da Bishop, in questo caso manca il termine resistente dei rinforzi al denominatore perché la superficie di scorrimento non li intercetta (Tabella 7.9).

$$FS = \frac{R_d}{E_d} = \frac{\sum_i \{ (c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i + \Delta X_i) \cdot \tan \varphi_i) \} \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \alpha_i}{F}}}{\gamma_R (\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

Tabella 7.9 Risultati dell’analisi di stabilità globale, metodo di Bishop

N° Concio	b _i [m]	α _i [°]	senα _i	cosα _i	c _i [KN/m ²]	φ _i [°]	l _i =b _i /cosα _i [m]	W _i [KN/m]	N' _i [KN/m]	T _i [KN/m]
1	1.85	-	-	0.9379	0	28.4	1.98	12.29	14.8	4.5
		20.3	0.3469							
2	1.49	-	-	0.9755	0	28.4	1.53	22.70	25.0	7.7
		12.7	0.2198							
3	2.21	-4.5	-	0.9969	0	28.4	2.22	427.58	439.7	135.0
			0.0785							
4	1.85	4.3	0.0750	0.9972	0	28.4	1.86	358.16	351	107.8
5	1.85	12.5	0.2164	0.9763	0	28.4	1.90	349.39	335.1	102.9
6	1.85	20.9	0.3567	0.9342	0	28.4	1.99	331.58	317.7	97.5
7	1.85	29.9	0.4985	0.8669	0	28.4	2.14	303.42	297.5	91.3
8	1.85	39.8	0.6401	0.7683	0	28.4	2.41	262.25	271.8	83.4
9	1.85	51.5	0.7826	0.6225	0	28.4	2.98	202.08	234.2	71.9
10	1.85	69.6	0.9373	0.3486	0	28.4	5.33	103.59	163.0	50.0
CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO										
Coordinate Centro Xc=12.20 Yc=16.02 Raggio=13.20										

FS=1.60

Esercizio 8

Si esegue l’analisi numerica con il software GeoStru-GFAS al fine di determinare il fattore di sicurezza a scorrimento, ipotizzando di utilizzare per il terreno il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e ricorrendo, in condizioni statiche, alla procedura di riduzione della resistenza $c'-\varphi'$ che, come detto nella sezione 5.3.1, consiste nel ridurre progressivamente la resistenza a taglio del terreno fino all’instaurarsi nel dominio di calcolo di una condizione di equilibrio limite. Le deformazioni del terreno sono state calcolate da un’analisi FEM sforzo-deformazione ipotizzando un modello costitutivo elasto-plastico con flusso non associato ($\Psi=0$). I rinforzi sono disposti con spaziatura verticale di 0.72 m e lunghezza variabile da 6 m, in corrispondenza dell’interfaccia fondazione-terra rinforzata, a 3.90 m, in prossimità del piano campagna. L’altezza totale della terra rinforzata è di circa 6.80 m. Si ipotizza per i geosintetici un comportamento elastico con modulo di Young costante pari a 12000 KN/m². I parametri elastici e di resistenza del terreno si riportano in Tabella 7.10.

Tabella 7.10 Parametri del terreno.

Regione	c' [KN/m ²]	ϕ' [°]	Ψ [°]	E [KN/m ²]	ν	γ [KN/m ³]
Calcare	27	45	0	98000	0.15	22
Sabbia limosa	8	30	0	18000	0.30	20
Sabbia media	3	32	0	19000	0.30	21

I rinforzi introdotti nel terreno favoriscono la stabilizzazione dell'opera da possibili cinematismi, come si evince analizzando i risultati degli spostamenti che subiscono i nodi appartenenti al paramento esterno della terra rinforzata (i valori negativi degli spostamenti sono dati dall'orientamento dell'asse x di riferimento). I risultati si riportano di seguito in forma tabellare (Tabella 7.11) e grafica (Figura 7.5).

Tabella 7.11 Confronto fra i risultati ottenuti dall'analisi condotta sul terreno senza e con l'inserimento dei rinforzi

SENZA RINFORZI				CON I RINFORZI	
Nodi	H_i [m]	Spostamento x [cm]	Spostamento y [cm]	Spostamento x [cm]	Spostamento y [cm]
418	7.38	-75.48	-44.82	-7.96	-7.21
417	7.00	-78.04	-43.69	-8.33	-7.02
390	6.62	-81.77	-42.41	-8.69	-6.85
389	6.25	-83.61	-41.31	-9.24	-6.55
363	5.88	-96.96	-38.12	-10.01	-6.21
362	5.52	-96.70	-37.07	-10.52	-5.87
336	5.16	-108.64	-31.89	-11.46	-5.43
335	4.80	-104.23	-33.10	-11.54	-5.33
307	4.44	-111.54	-30.49	-12.13	-5.09
282	4.06	-115.89	-24.40	-14.36	-4.09
257	3.69	-106.75	-21.98	-14.06	-3.46
256	3.34	-105.13	-17.37	-13.48	-3.09
237	2.99	-106.09	-11.58	-13.68	-2.38
236	2.63	-105.06	-2.18	-13.09	-1.62
211	2.27	-100.51	5.53	-12.33	-0.95
189	1.90	-85.93	10.58	-11.78	-0.20
168	1.53	-85.56	15.54	-11.34	0.71
147	1.22	-71.66	23.96	-10.25	2.17
127	1.06	-53.74	20.78	-8.69	2.54

111	0.91	-42.93	19.86	-7.12	2.43
96	0.76	-33.58	18.24	-5.35	1.99
83	0.55	-13.34	9.09	-1.84	0.07
72	0.37	-5.40	3.16	-0.89	-0.64
70	0.18	-1.61	-0.33	-0.65	-0.75
69	0	-1.00	-0.72	-0.60	-0.71

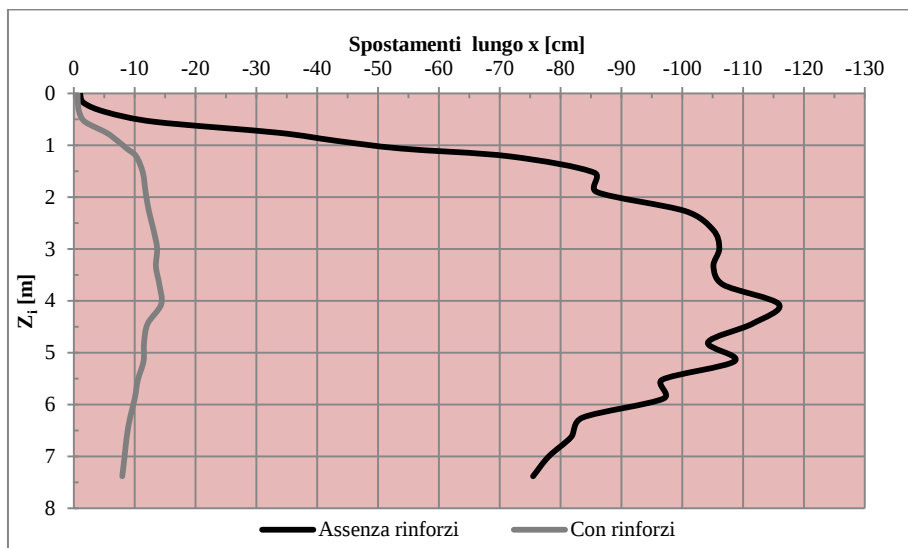


Figura 7.5 Grafico degli spostamenti lungo la direzione x (espressi in cm) al variare della profondità

GFAS fornisce in output la rappresentazione sia grafica che analitica dello stato sia tensionale sia deformativo: le Figure 7.6 e 7.7 rappresentano il modello di calcolo che si ottiene in seguito all'analisi rispettivamente senza e con i rinforzi, mentre le successive 7.8, 7.9, 7.10 e 7.11 rappresentano i risultati in termini di tensioni e di spostamenti registrati in direzione x con e senza i rinforzi.

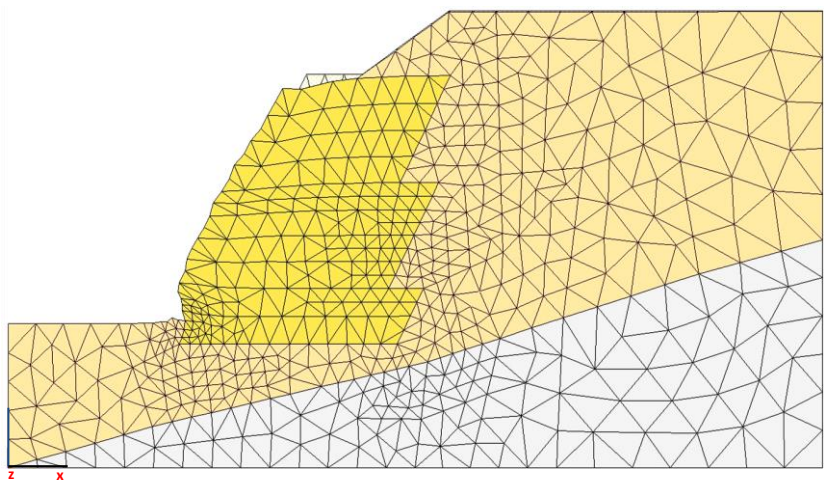


Figura 7.6 Mesh deformata del modello senza rinforzi

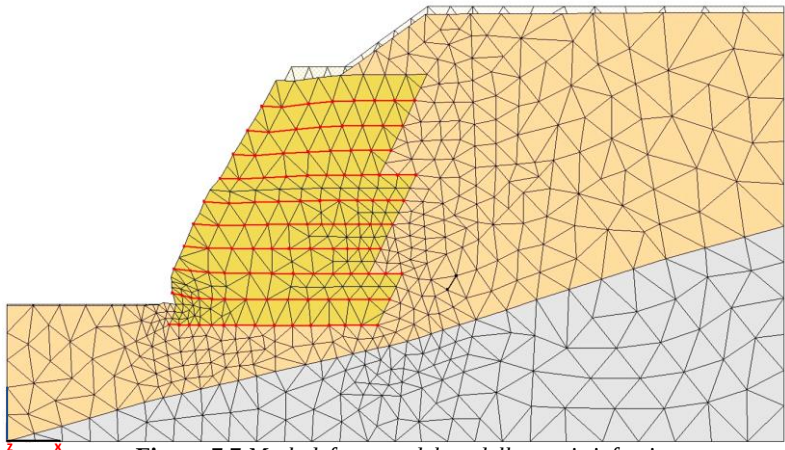


Figura 7.7 Mesh deformata del modello con i rinforzi

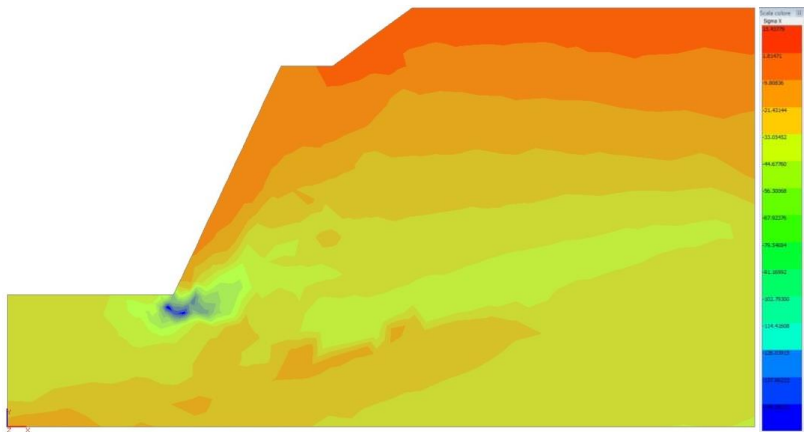


Figura 7.8 Tensioni registrate in direzione x in assenza di rinforzi

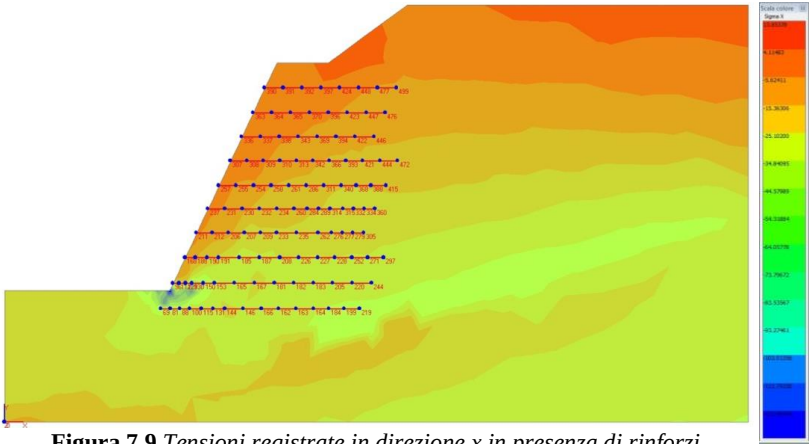


Figura 7.9 Tensioni registrate in direzione x in presenza di rinforzi

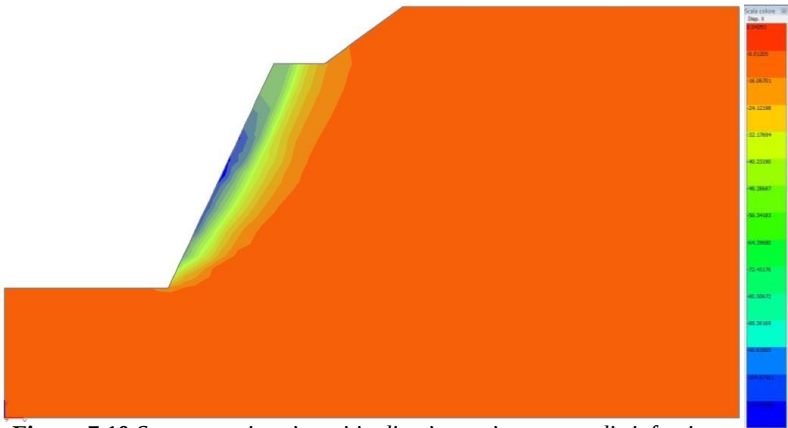


Figura 7.10 Spostamenti registrati in direzione x in assenza di rinforzi

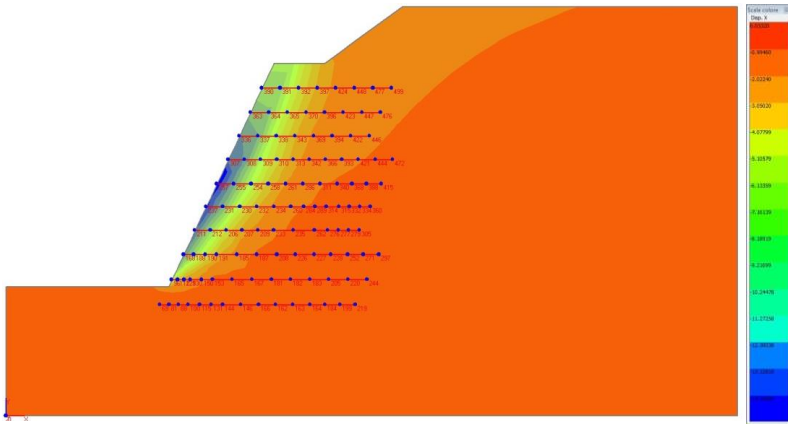


Figura 7.11 Spostamenti registrati in direzione x in assenza di rinforzi

Esercizio 9

Si vuole eseguire l'analisi di un sito generico con il modulo MRE di Geostru-Slope.

Dati generali dell'opera

La scheda *Dati generali* consente all'utente di inserire una breve descrizione dell'opera che si intende realizzare, scegliendo, dall'apposito menu, la tipologia di opera (*terra rinforzata*, *terra armata*, *muro a blocchi*), la normativa di riferimento, tipo di calcolo da eseguire (verifica/progetto) e tipologia di rinforzi (Figura 7.12). Il programma dispone di un *archivio tipologie rinforzi* personalizzabile dall'utente con i dati reperibili dalle schede tecniche delle aziende produttrici.

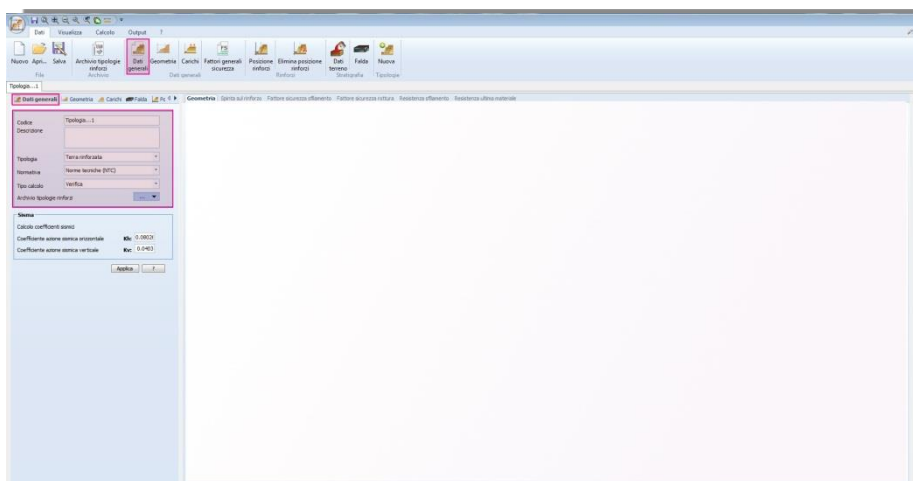


Figura 7.12 Interfaccia MRE: dati generali, tipologia di opera, Normativa, tipo di calcolo e tipologia di rinforzi

Il programma consente all'utente di scegliere tra:

- *Equilibrio Limite*: si applica la teoria dell'equilibrio limite con una sola combinazione di carico e un fattore di sicurezza globale sulle varie verifiche.
- *Norme Tecniche (Testo Unico)*: si possono considerare più combinazioni di carico con differenti fattori di combinazione e i coefficienti di sicurezza parziali sui parametri geotecnici.
- *BS 8006*: trattasi delle norme internazionali British Standard 8006, per le quali sono analizzabili lo stato limite ultimo e lo stato limite di servizio della struttura: entrambi sono definiti da fattori di carico e coefficienti parziali.
- *EC8*: gli Eurocodici prevedono, come sopra, l'analisi allo stato limite ultimo e di servizio.

In base alla *Normativa* scelta il programma genera le combinazioni di carico da analizzare.

Nell'ultimo riquadro della scheda '*Dati generali*', è necessario che l'utente inserisca i coefficienti sismici orizzontale e verticale, definiti sulla base dell'accelerazione massima al suolo, nel caso si voglia eseguire l'analisi in presenza di sisma (Figura 7.13).

I coefficienti sismici possono essere inseriti manualmente dall'utente, se già disponibili, oppure, con il comando '*Calcolo coefficienti sismici*' l'utente viene rimandato al programma '***Geostru PS Parametri sismici v.1.5***'. ***Geostru PS*** è un software che determina i parametri sismici secondo le NTC 2008 e la Circolare Ministeriale n. 617 del 2 Febbraio 2009, inserendo la località in cui è situato l'intervento oppure inserendo le sue coordinate WGS84. Il software, cliccando sul pulsante 'Salva file', genera un file testo che può essere importato nel programma MRE da cui, dopo aver selezionato lo stato limite di riferimento, si estrapolano automaticamente i coefficienti sismici utilizzati nel calcolo.

| 161

$$K_h=0.0806$$

$$K_v=0.0403$$

in riferimento allo stato limite SLV .

Passo 1. Inserimento della geometria del modello

La geometria del modello può essere assegnata in diversi modi. Una prima modalità d'inserimento consiste nell'assegnazione diretta dei vertici del modello tramite coordinate x e y, badando a numerare i vertici in senso orario e ad assegnare coordinate (0,0) al vertice 1. Una seconda modalità consiste nell'importare nel software la geometria del modello mediante file con estensione .dxf. Affinché questa operazione vada a buon fine è necessario che il profilo della terra rinforzata sia definito, nel file dxf, tramite una polilinea aperta i cui vertici siano assegnati in senso orario e in cui il primo punto coincida con l'origine delle coordinate. Nel caso in cui il profilo venga importato e il primo punto non abbia coordinate (0,0), il software consente di eseguire una traslazione automatica del modello.

Un'ultima modalità è la generazione automatica: il software, infatti, assegna i valori dell'angolo interno al poligono del rinforzo e dell'angolo che il profilo del pendio forma con l'orizzontale, della larghezza della base e dell'altezza, provvede a generare automaticamente un modello che può essere sia a pendenza costante sia a gradoni. La modalità di generazione automatica "Sistemazione a Gradoni" viene eseguita dal software attribuendo le dimensioni dei blocchi di default oppure utilizzando quelle che vengono assegnate dall'utente nella sezione "Blocchi". È consentito all'utente di inserire le specifiche del materiale presenti nelle schede tecniche, come le dimensioni geometriche (larghezza base ed altezza), il peso specifico, l'angolo d'attrito con la parete e con la fondazione, e, in ultimo, la resistenza tra blocchi.

La geometria dell'esempio in esame è definita dalle coordinate riportate nella Tabella 7.12. La fondazione inserita ha la base di 11 m (senza sporgenza a valle), profondità del piano di posa di 1.2 m e lunghezza di 8.5 m (Figura 7.15).

Tabella 7.12 *Dati geometrici*

Vertice	x [m]	y [m]
1	0	0
2	1.34	2.88

3	2.26	2.88
4	4.94	8.64
5	6	8.64
6	8.68	14.4
7	18.10	14.40
8	11.69	0

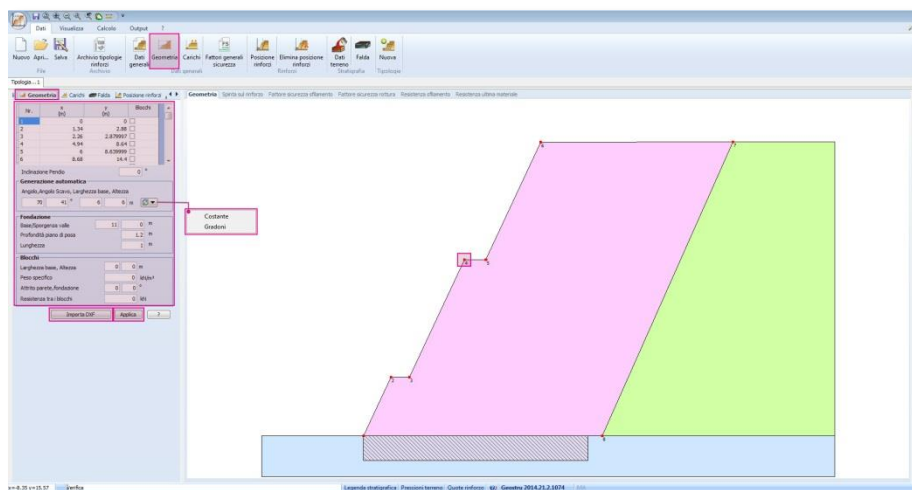


Figura 7.14 Inserimento dei dati geometrici e della fondazione

In ogni momento, comunque, il *software* consente di modificare manualmente la posizione dei vertici assegnati, agendo direttamente sulle coordinate riportate in forma tabellare nella parte sinistra dell'interfaccia utente oppure spostando con il cursore del mouse i vertici già assegnati sull'area di lavoro; le modifiche devono essere confermate cliccando sul comando 'Applica'.

Passo 2. Assegnazione dei carichi

La generazione del modello di calcolo prosegue con l'assegnazione, ove presenti, di sovraccarichi, di cui devono essere noti le coordinate, l'estensione in direzione x ed y e il valore del carico. Il software, infatti, richiede all'utente la descrizione della tipologia di carico che verrà riportato nella tabella delle azioni nella sezione 'Esegui Analisi' dalla quale è possibile scegliere se il sovraccarico interviene o no nella combinazione corrente, il punto di inserimento X e Y che consentono di posizionare il sovraccarico rispetto al sistema di riferimento locale in cui è stata definita la

terra rinforzata, le lunghezze L_x , L_y definiscono l'ampiezza del sovraccarico e in ultimo l'entità del sovraccarico.

Nel caso in esame si è assegnato un sovraccarico sulla sommità della terra rinforzata di valore pari a 98 KN/m^2 (Figura 7.16), assegnato a quota 14.4 m e distanza x di 9 m rispetto all'origine del modello, con $L_x=10\text{m}$ ed $L_y=1 \text{ m}$.

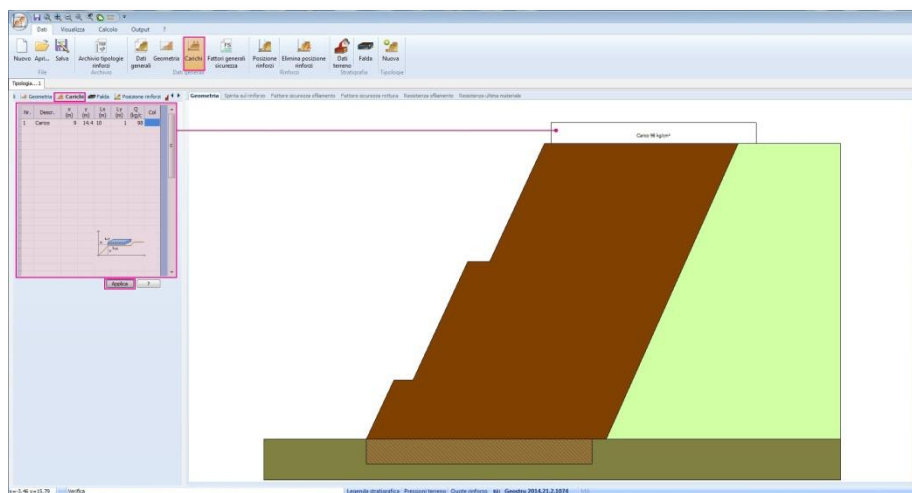


Figura 7.15 Inserimento del sovraccarico sulla sommità della terra rinforzata

Passo 3. Inserimento della falda

La falda è inserita nel software mediante l'assegnazione per punti di coordinate (x, y).

Passo 4. Posizionamento dei rinforzi

I rinforzi possono essere inseriti nel modello geometrico in due diversi modi: tramite coordinate (x, y) oppure tramite generazione automatica.

L'assegnazione dei rinforzi per punti richiede non solo di indicare le coordinate (x, y) del punto in cui si vuole inserire ciascun rinforzo definito rispetto al sistema di riferimento cartesiano in cui l'origine degli assi coincide con il primo vertice del modello geometrico, ma anche di specificare la tipologia di rinforzo, la lunghezza della ripiegatura, la

lunghezza di facciata, la lunghezza totale, l'interasse tra due rinforzi adiacenti.

La generazione automatica, da utilizzare nel caso di spaziatura costante dei rinforzi, richiede l'inserimento della quota iniziale e della quota finale di inserimento dei rinforzi, la loro spaziatura e le lunghezze caratteristiche: lunghezza della ripiegatura del risvolto, lunghezza di facciata e lunghezza totale. Per applicare la generazione automatica dei rinforzi occorre cliccare prima sul comando 'Genera' e dopo confermare con 'Applica'. L'inserimento automatico consente all'utente di modificare, in ogni momento, le caratteristiche del rinforzo e le dimensioni assegnate durante questo pre-dimensionamento.

Nello specifico si è scelta la generazione automatica, utilizzando i valori riportati nella Tabella 7.12.

Tabella 7.12 Dati utilizzati per la generazione automatica dei rinforzi

y_i	y_f	h	L_{rip}	L_f	L_t	S	Elenco rinforzi
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
0	14.4	0.72	1.5	0.72	10	1	Xgrid PET PVC

Una volta generati automaticamente i rinforzi, si è proseguito con l'assegnazione delle caratteristiche di resistenza di ciascuno e nell'eventuale modifica delle lunghezze (Tabella 7.13 e Figura 7.17).

Tabella 7.13 Caratteristiche dei rinforzi utilizzati

N.	x	y	Tipologia	L_{rip}	L_f	L_t	S	Angolo (°)	Inclin. (°)
	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]	[m]		
1	0	0	XGrid PET PVC 150/30 IT	1.5	0.72	11	1	65.04848	9
2	0.335	0.72	XGrid PET PVC 150/30 IT	1.5	0.72	10	1	65.04848	9
3	0.67	1.44	XGrid PET PVC 150/30 IT	1.5	0.72	11	1	65.04848	9
4	1.005	2.16	XGrid PET PVC 150/30 IT	1.5	0.72	11	1	65.04848	9
5	2.26	2.88	XGrid PET PVC 150/30 IT	1.5	0.72	10	1	65.0485	9

Guida alla Progettazione di Opere in Terra Rinforzata

6	2.595	3.6	XGrid PET PVC 150/30 IT	1.5	0.72	10	1	65.0485	9
7	2.93	4.32	XGrid PET PVC 150/30 IT	1.5	0.72	10	1	65.0485	9
8	3.265	5.04	XGrid PET PVC 110/30 IT	1.5	0.72	10	1	65.0485	8
9	3.6	5.76	XGrid PET PVC 110/30 IT	1.5	0.72	10	1	65.0485	8
10	3.935	6.48	XGrid PET PVC 80/30 IT	1.5	0.72	9	1	65.0485	7
11	4.27	7.2	XGrid PET PVC 110/30 IT	1.5	0.72	10	1	65.0485	8
12	4.605	7.92	XGrid PET PVC 80/30 IT	1.5	0.72	9	1	65.0485	7
13	6	8.64	XGrid PET PVC 60/30 IT	1.5	0.72	9	1	65.04848	6
14	6.335	9.36	XGrid PET PVC 80/30 IT	1.5	0.72	9	1	65.04848	7
15	6.67	10.08	XGrid PET PVC 60/30 IT	1.5	0.72	9	1	65.04848	6
16	7.005	10.8	XGrid PET PVC 80/30 IT	1.5	0.72	8	1	65.04848	7
17	7.34	11.52	XGrid PET PVC 60/30 IT	1.5	0.72	9	1	65.04848	6
18	7.675	12.24	XGrid PET PVC 80/30 IT	1.5	0.72	8	1	65.04848	7
19	8.01	12.96	XGrid PET PVC 80/30 IT	1.5	0.72	9	1	65.04848	7
20	8.345	13.68	XGrid PET PVC 60/30 IT	1.5	0.72	8	1	65.04848	6

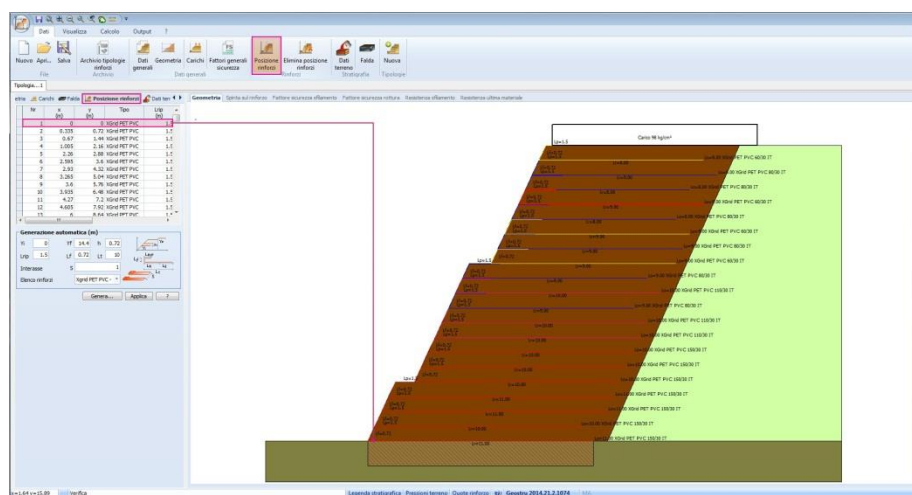


Figura 7.16 Inserimento dei rinforzi

Passo 5. Dati del terreno

Procedendo con la costruzione del modello di calcolo è opportuno inserire i dati del terreno di riempimento in cui sono inseriti i rinforzi, indicato come *Terreno di rinforzo*, del terreno di riempimento a tergo della zona rinforzata e del terreno di fondazione su cui poggia l'opera. I dati richiesti dal software

sono il peso specifico e il peso saturo (ove necessario), l'angolo d'attrito del terreno, l'angolo d'attrito del sistema terreno-rinforzo e la coesione. Il software calcola in automatico, cliccando su '*fb*', il coefficiente di interazione terreno-rinforzo (coefficiente di pull-out). I dati inseriti nello specifico sono riportati nella Tabella 7.14 (Figura 7.18) ed il valore di '*fb*' calcolato dal programma è di 0.66

Tabella 7.14 Inserimento dei dati geotecnici dei terreni

Terreno rinforzo	Peso specifico	17.33 KN/m ³
	Angolo d'attrito	34°
	Coesione	0 KN/m ²
	Angolo d'attrito terreno-rinforzo	24°
Terreno riempimento	Peso specifico	17.33 KN/m ³
	Angolo d'attrito	32°
	Coesione	19.61 KN/m ²
	Angolo d'attrito terra-muro	0°
Terreno fondazione	Peso specifico	17.33 KN/m ³
	Angolo d'attrito	34°
	Coesione	40 KN/m ²

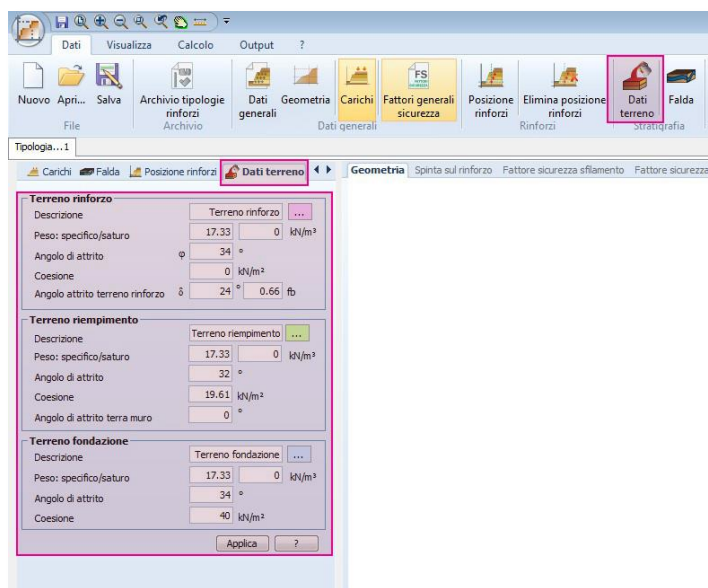


Figura 7.17 Fattori di sicurezza imposti dalla normativa scelta

Passo 6. Assegnazione dei fattori di sicurezza per le verifiche globali e verifiche composte

Si assegnano, in virtù delle specifiche imposte dalla normativa a cui si fa riferimento, i fattori di sicurezza allo scorrimento, al ribaltamento e per la verifica a carico limite, per le verifiche globali, e il coefficiente di sicurezza per le verifiche composte relative alla verifica della stabilità globale interna (Figura 7.18). I fattori e i coefficienti di sicurezza possono essere modificati dall'utente, prescindendo dalla normativa scelta, digitandone il valore nei campi a cui fanno riferimento; la modifica va confermata con il comando *Applica*. Nella verifica a scorrimento, l'analisi si esegue tra la fondazione e il primo rinforzo (base); la verifica a ribaltamento fa riferimento al vertice sinistro di base della terra rinforzata; il carico limite si determina sul terreno di fondazione e tiene conto della profondità del piano di posa, nonché dell'inclinazione della risultante dei carichi. Della stabilità globale interna fanno parte le verifiche interne di stabilità eseguite con l'applicazione dei metodi dell'equilibrio limite, che consentono di valutare le superfici potenziali di scorrimento all'interno dell'opera (Tieback e Compound).

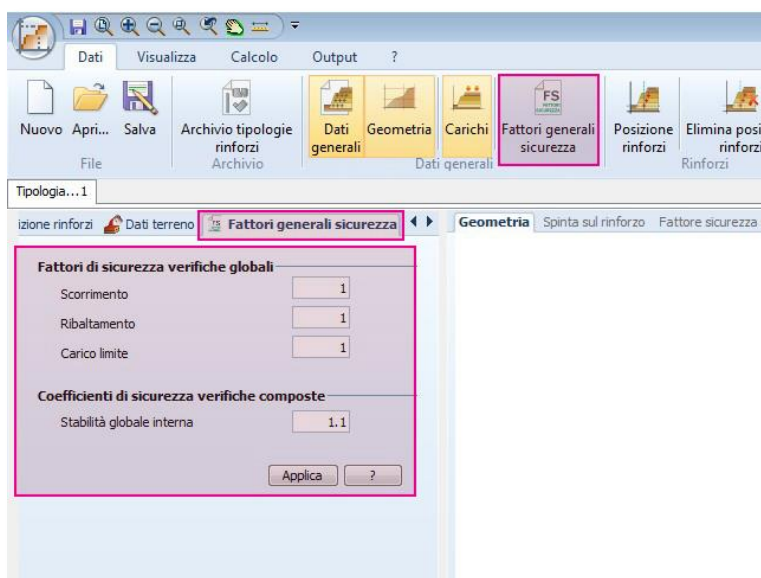


Figura 7.18 Fattori di sicurezza imposti dalla normativa scelta

Passo 7. Analisi e Risultati

Nella finestra di analisi vengono visualizzate le combinazioni di carico da esaminare (Figura 7.19). Selezionando *Combinazioni di carico* è possibile aggiungere, eliminare o rigenerare l'elenco delle combinazioni. Per ogni

combinazione è possibile scegliere il coefficiente di combinazione sulle azioni, quello sui parametri geotecnici del terreno e quello sulle resistenze. L'analisi del carico limite può essere eseguita, a scelta dell'utente, con Brinch Hansen-Vesic oppure con Terzaghi; inoltre è possibile eseguire un'analisi in condizioni drenate o non drenate.

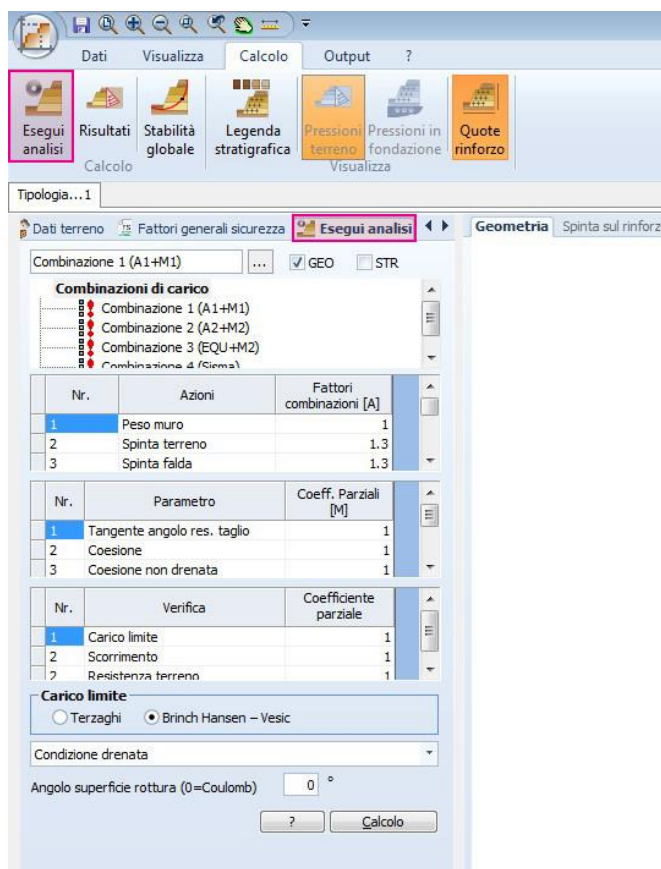


Figura 7.19 Combinazioni di carico

Attraverso il comando "Calcolo" verranno analizzate tutte le combinazioni considerate e, per ognuna di esse, a video, saranno riportate le lunghezze dei rinforzi che stanno all'interno del cuneo di rottura " L_R " e le lunghezze " L_E " efficaci, ossia ancorate nella parte stabile del terreno. I risultati delle verifiche globali sono sintetizzati a video attraverso i valori che assumono i coefficienti di sicurezza globali allo scorrimento, al ribaltamento e a carico limite. Eseguito il calcolo, si ottengono, inoltre, i grafici della spinta agente sul rinforzo, del fattore di sicurezza sul rinforzo, del fattore di sicurezza a

rottura, della resistenza allo sfilamento; e della resistenza ultima del materiale (Figura 7.20).

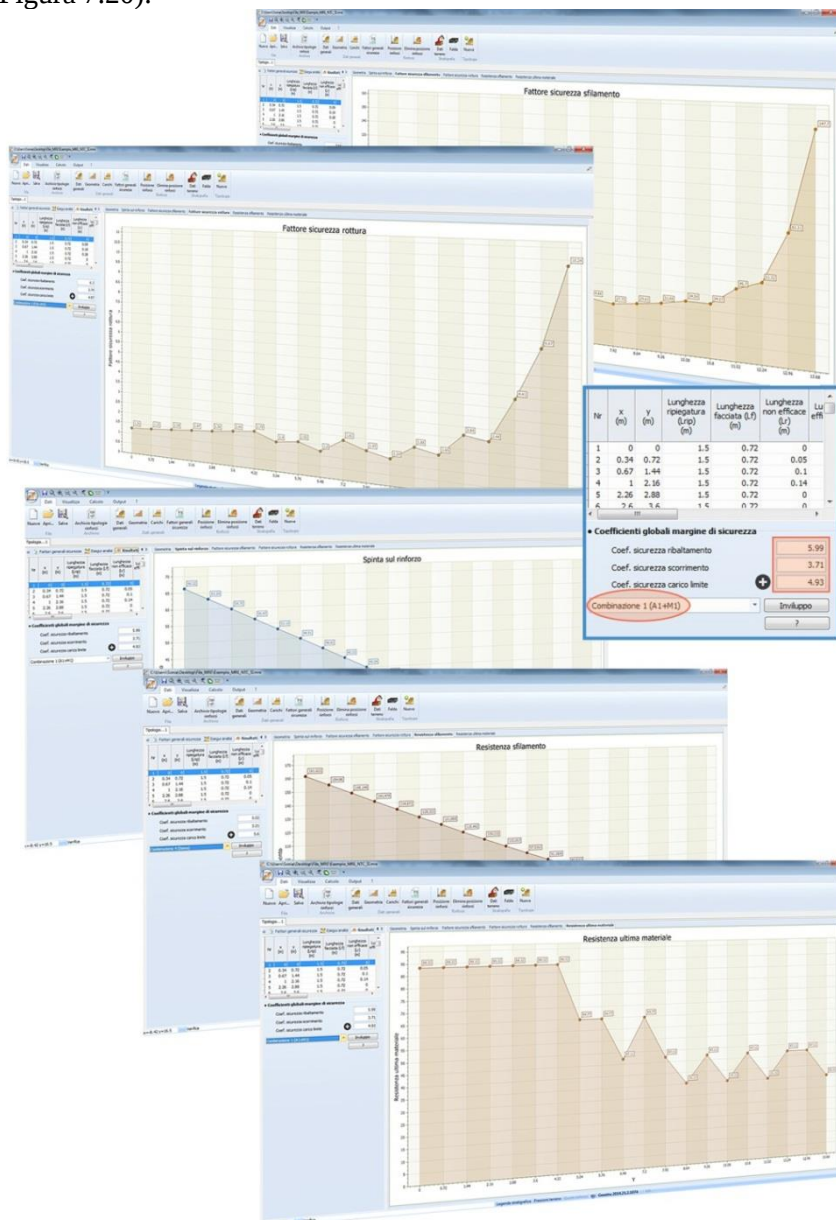


Figura 7.20 Risultati raggiunti dall'analisi per le 4 combinazioni di carico scelte.

Il software consente, inoltre, di estrapolare un report con i risultati raggiunti dalle analisi in formato *.docx*, *rtf* o *pdf* con una relazione di calcolo dettagliata, in cui sono riportati, oltre alcuni cenni teorici, i risultati dell'analisi in forma tabellare. Selezionando il pulsante "Chiudi", il progetto di verifica dell'opera viene chiuso per entrare nell'ambiente grafico della stabilità dei versanti (Slope) al fine di concludere l'analisi con le verifiche di stabilità Tieback e Compound: dal menu 'Calcolo' si seleziona il comando "Verifiche Interne". I risultati raggiunti sono riportati nelle figure di seguito (Figura 7.21).

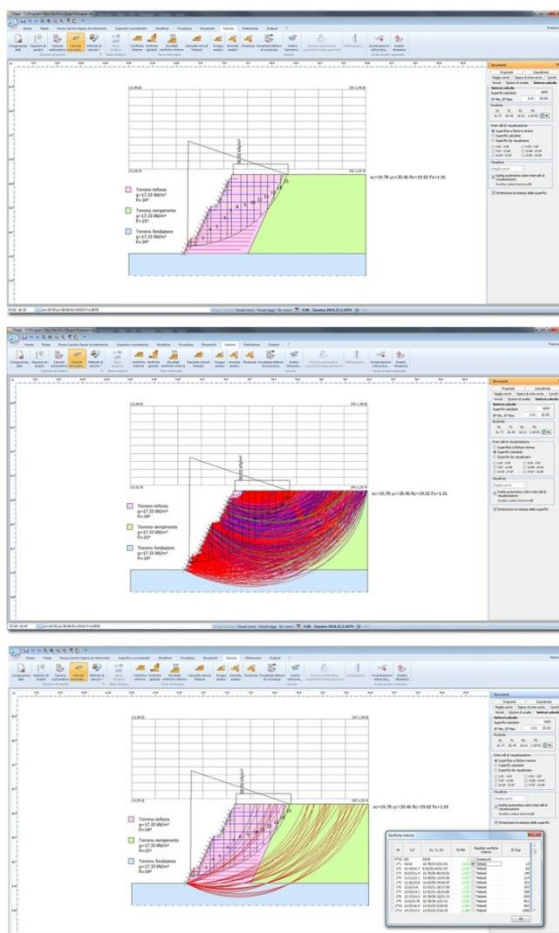


Figure 7.21 Risultati raggiunti dall'analisi

Anche in questo caso SLOPE fornisce una relazione dettagliata dei risultati ottenuti tramite la generazione di un file di estensione *.doc* in cui, a livello di ogni rinforzo e per i punti di vincolo, sono riportate le superfici di

scorrimento critiche, il fattore di sicurezza e il tipo di verifica (Tieback e Compound).

BIBLIOGRAFIA

- Bowles Joseph E., Fondazioni-Progetto ed analisi, McGraw-Hill, 1991.
- Carrubba P., Maggio F., Recalcati P., *Analisi FEM-3D di un rilevato rinforzato alla base su terreno compressibile*, Rivista italiana di geotecnica, 2005.
- Chen, W. F. & Liu, X. L., *Limit analysis in soil mechanics*, Elsevier, Amsterdam, 1990.
- Choudhary A.K., J.N. Jha , K.S. Gill, Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on reinforced flyash slope. *Geotextiles and Geomembranes* 28 , 2009.
- ISO TR 20432, *Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement*, 2007.
- Lancellotta R., Calavera J., *Fondazioni*, McGraw Hill, 1999.
- Lee K.M. e V.R. Manjunath, Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing, *Canadian Geotechnical Journal* 37, 2000.
- Nart Massimiliano Angelo, *Rinforzo e drenaggio dei terreni con i geosintetici*, EPC Libri, 2007.
- National Highway Institute Office of Bridge Tecnology, *Corrosion/Degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil scope*, U.S. Department of Transportation, Publication No. FHWA-NHI-00-044, September 2000.
- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM 14 Gennaio 2008.
- Rimoldi P., Comendini M., *Terre rinforzate-Applicazioni-Tecnologie-Dimensionamento*, Dario Flaccovio Editore, Settembre 2013.

- Selvaduri A.P.S. e C.T.Gnanendran, *An experimental study of a footing located on a sloped fill: influence of a soil reinforcement layer*, Canadian Geotechnical Journal 26, 1989.
- UNI EN 14475, *Esecuzione di lavori geotecnici speciali-Terra rinforzata*, Marzo 2006.
- UNI EN ISO 13431, *Geotessili e prodotti affini-Determinazione delle proprietà di viscosità a trazione (tensile creep) e comportamento a rottura (creep rupture)*, Luglio 2002.
- Zhao A., *Failure Loads on Geosynthetic Reinforced Soil structure*. *Geotextiles and Geomembranes* 14, 1996.
- Zhao A., *Limit Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil slopes*. *Geosynthetics International* Vol. 3 No 6, 1996.