



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - DICEA

**Fenomeni di attrito all'interfaccia tra geosintetici:
aspetti statici e cinematici**

Relatore: Carrubba Paolo

Correlatore: Pavanello Paolo

Laureanda: Stefanile Laura

ANNO ACCADEMICO 2014/2015

INDICE

INDICE	3
INTRODUZIONE	7
1 I GEOSINTETICI	9
1.1 TIPOLOGIE E CATEGORIE	9
1.2 FUNZIONI DEI GEOSINTETICI	12
1.3 PROPRIETÀ DEI GEOSINTETICI	14
1.4 L'USO DEI GEOSINTETICI NELLE DISCARICHE	18
1.4.1 CEDIMENTI IN DISCARICA	21
1.4.2 FENOMENI DI INSTABILITÀ	21
2 ATTRITO	23
2.1 GENERALITÀ	24
2.1.1 COEFFICIENTE DI ATTRITO STATICO	26
2.1.2 COEFFICIENTE DI ATTRITO DINAMICO	26
2.1.3 ATTRITO E ADESIONE	27
3 PROVE DI LABORATORIO PER DETERMINARE L'ATTRITO ALL'INTERFACCIA	29
3.1 PROVA DI TAGLIO DIRETTO	29
3.1.1 PROVA DI TAGLIO DIRETTO PER MATERIALI GEOSINTETICI.....	29
3.1.1.1 PROCEDURA STANDARD EN ISO 12957-1 (2005)	29
3.1.1.2 SCATOLA A TAGLIO DIRETTO PER L'INTERFACCIA TRA GEOSINTETICI.....	30
3.2 IL PIANO INCLINATO	35
3.2.1 DISPOSITIVO DI PIANO INCLINATO	38
3.2.2 PROCEDURA STANDARD EN ISO 12957-2 (2005).....	40
3.2.3 METODO DELLO SPOSTAMENTO	41
3.2.4 METODO DELLA FORZA	45
3.2.4.1 CONFRONTO TRA STANDARD PROCEDURE, DISPLACEMENT PROCEDURE E FORCE PROCEDURE	48
3.2.5 METODO DELL'ATTRITO RESIDUO	49
3.2.6 METODO DINAMICO.....	53
3.3 PIASTRA VIBRANTE	55
3.3.1 DESCRIZIONE DELL'APPARECCHIATURA DI PROVA.....	56
3.3.2 PROPRIETÀ DINAMICHE D'ATTRITO ALL'INTERFACCIA	56
3.3.3 RISPOSTA SISMICA DELL'INTERFACCIA TRA GEOSINTETICI.....	61
3.3.4 GEOSINTETICI COME ISOLANTI SISMICI	62
4 ATTRITO ALL'INTERFACCIA	65

4.1	CONFRONTO TRA SCATOLA DI TAGLIO E PIANO INCLINATO.....	66
4.2	PARAMETRI INFLUENZANTI L'ATTRITO ALL'INTERFACCIA	68
4.2.1	RUGOSITÀ	68
4.2.2	USURA.....	69
4.2.3	MASSA PER UNITÀ DI AREA	70
4.2.4	EFFETTO DELL'ACQUA.....	71
4.2.5	TEMPERATURA.....	74
4.2.6	CARICO NORMALE	77
4.2.7	VELOCITÀ DI PROVA.....	78
4.2.8	ORIENTAZIONE DEI CAMPIONI	79
4.2.9	DURATA DELLA PROVA	79
4.2.10	INFLUENZA DELLA FREQUENZA DEL SEGNALE.....	82
5	ANALISI SPERIMENTALE.....	83
5.1	GEOSINTETICI ANALIZZATI.....	83
5.2	APPARECCHIATURA SPERIMENTALE	85
5.3	PROCEDURE UTILIZZATE.....	87
5.3.1	PROVA STATICA CON PIANO INCLINATO	87
5.3.2	PROVA STANDARD CON PIANO INCLINATO.....	87
5.3.3	PROVA DELLA FORZA CON PIANO INCLINATO	88
5.3.4	PROVA DI SCIVOLAMENTO CON PIANO INCLINATO	89
5.3.5	PROVE DINAMICHE CON TAVOLA VIBRANTE.....	89
5.3.6	ANALISI NUMERICA.....	93
5.4	RISULTATI SPERIMENTALI DELL'INTERFACCIA GEOSTUOIA RINFORZATA-GEOCOMPOSITO DRENANTE.....	95
5.4.1	PROVA STATICA E PROVA STANDARD	95
5.4.2	PROVA DELLA FORZA	100
5.4.3	PROVE DI SCIVOLAMENTO.....	105
5.4.4	PROVE DINAMICHE SINUSOIDALI	109
5.4.5	PROVE DINAMICHE SISMICHE.....	114
5.4.5.1	TERREMOTO DE L'AQUILA	114
5.4.5.2	TERREMOTO UMBRIA-MARCHE.....	116
5.4.6	ANALISI NUMERICHE	119
5.5	RISULTATI SPERIMENTALI DELL'INTERFACCIA GEOCOMPOSITO DRENANTE-GEOMEMBRANA	121
5.5.1	PROVA STATICA E PROVA STANDARD	121
5.5.2	PROVA DELLA FORZA	123
5.5.3	PROVE DI SCIVOLAMENTO.....	127
5.5.4	PROVE DINAMICHE SINUSOIDALI	128

5.5.5	PROVE DINAMICHE SISMICHE	134
5.5.5.1	TERREMOTO DE L'AQUILA	134
5.5.5.2	TERREMOTO UMBRIA - MARCHE	135
5.5.6	ANALISI NUMERICHE	137
6	OSSERVAZIONI E CONCLUSIONI	141
	INDICE DELLE FIGURE	146
	INDICE DEI GRAFICI	149
	INDICE DELLE TABELLE	152
	BIBLIOGRAFIA	153

INTRODUZIONE

Definire un corretto valore dell'attrito tra due materiali, è una problematica ricorrente in molte applicazioni dell'ingegneria geotecnica. Una corretta caratterizzazione delle proprietà meccaniche, tra le quali l'attrito, potrebbe evitare fenomeni d'instabilità dei pendii delle discariche, smottamenti di frane, collasso delle fondazioni e potrebbe aiutare la progettazione dei sistemi di copertura, dei muri di sostegno, delle fondazioni, dei tiranti, , ecc.

Negli ultimi anni, l'uso di materiali polimerici, come i geosintetici, nel campo della geotecnica è rapidamente aumentato; infatti, essi vengono impiegati in innumerevoli applicazioni e settori. È importante notare che la maggior parte delle volte, i geosintetici non sono impiegati singolarmente ma in combinazione tra loro. Per questo motivo, è necessario studiare il comportamento dell'interfaccia.

Lo scopo di questa tesi è quello di esaminare le caratteristiche meccaniche all'interfaccia tra due geosintetici, valutando l'angolo d'attrito e il tipo di cinematismo che si instaura nel momento in cui la massima resistenza al taglio viene superata.

Uno dei settori in cui maggiormente si utilizza l'accoppiamento tra geosintetici sono le discariche e in particolare i sistemi di copertura. Per tale motivo una corretta caratterizzazione dell'attrito all'interfaccia è di fondamentale importanza per evitare eventuali scorrimenti relativi tra i rivestimenti che comporterebbero la rottura del sistema impermeabilizzante e la conseguente fuoriuscita di percolato e di rifiuti nell'ambiente.

La progettazione di una discarica moderna deve riporre l'attenzione sulla corretta determinazione del valore dell'angolo d'attrito all'interfaccia tra geosintetici, di fronte alla necessità di costruire pendii sempre più ripidi per provvedere alla crescente scarsità di aree per lo stoccaggio dei rifiuti. Inoltre una corretta caratterizzazione delle caratteristiche meccaniche è necessaria ai fini della sicurezza stessa nella discarica.

Il Capitolo 1 contiene informazioni generali inerenti alle diverse tipologie di geosintetici presenti nel mercato, all'utilità nelle applicazioni di Ingegneria Geotecnica, alle proprietà e caratteristiche e ai limiti dei materiali che li costituiscono. La seconda parte del Capitolo 1 tratta l'argomento delle discariche, uno delle principali settori in cui l'utilizzo di geosintetici è fondamentale. In cui i geosintetici sono disposti in multistrati e comportano difficoltà inerenti alla stabilità.

Il Capitolo 2 è inerente all'attrito e ai fenomeni ad esso collegati. Sono riportate le leggi dell'attrito valide per materiali comuni e si è posta in evidenza la problematicità di applicare tali leggi ai materiali moderni, per esempio ai polimeri. Si è approfondito il tema dell'attrito analizzando poi la differenza tra attrito statico e cinematico ed esaminando i meccanismi di attrito e adesione che avvengono a livello microscopico all'interfaccia tra due materiali a contatto.

Il Capitolo 3 descrive le procedure sperimentali finalizzate alla caratterizzazione dell'attrito all'interfaccia tra geosintetici. Le procedure approfondite sono: prova di taglio diretto e la variante prova di taglio diretto ciclica, piano inclinato e tavola vibrante. Ogni prova è stata descritta dettagliatamente, riportando le indicazioni di normativa, la strumentazione sperimentale, le trattazioni analitiche, i limiti e i vantaggi.

La prima parte del Capitolo 4 confronta la prova a taglio diretto e la prova a piano inclinato, valutando i vantaggi e i svantaggi nell'utilizzo di queste prove per determinare l'attrito all'interfaccia tra geosintetici. Successivamente, nel Capitolo 4 si elencano i principali parametri che influenzano l'attrito all'interfaccia, riportando i risultati di prove eseguite da vari autori con lo scopo di quantificarne gli effetti.

Il Capitolo 5 presenta un'analisi sperimentale eseguita nel Laboratorio di Geotecnica dell'Università degli Studi di Padova. Il Capitolo è suddiviso in tre parti: la prima contiene la descrizione dei materiali utilizzati, dell'apparecchiatura sperimentale e delle procedure di prova considerate; la seconda parte riporta i risultati ottenuti da prove eseguite sull'interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante; la terza parte riporta i risultati ottenuti dagli esperimenti sull'interfaccia geocomposito drenante-geomembrana bugnata.

Il Capitolo 6 racchiude le osservazioni relative ai risultati ottenuti, il confronto tra le due interfacce trattate nella sperimentazione e le conclusioni. Inoltre si pongono in evidenza gli aspetti critici della sperimentazione e gli eventuali sviluppi futuri.

1 I GEOSINTETICI

Come riporta la normativa EN ISO 10318:2000 “Geosintetici - Termini e definizioni”, con il termine geosintetico si descrive un prodotto industriale di cui almeno una delle componenti è costituita da un polimero sintetico o naturale, in forma di un foglio, striscia o una struttura tridimensionale, utilizzato in contatto con il suolo e/o altri materiali in molte applicazioni di ingegneria geotecnica e civile. Si tratta principalmente di materiali polimerici, organici o tessili, commercializzati in rotoli classificabili in categorie a seconda del metodo di fabbricazione.

I geosintetici sono stati utilizzati in ingegneria civile a partire dalla fine degli anni '70 e il loro uso è attualmente in rapida crescita. Attualmente sono impiegati in diverse soluzioni ingegneristiche ambientali, come ad esempio nelle discariche. Le ragioni del loro crescente uso sono essenzialmente il minore costo, la facile installazione rispetto ai materiali edili convenzionali e la vasta gamma di prodotti nel mercato.

1.1 TIPOLOGIE E CATEGORIE

Come riporta la normativa EN ISO 10318, i materiali geosintetici possono essere suddivisi in due famiglie: permeabili e impermeabili. Vi sono inoltre tre sottocategorie principali, individuate in relazione al processo produttivo: geotessili, geocompositi e geomembrane.

I geotessili sono prodotti permeabili fabbricati a partire da derivati dal petrolio per esempio poliestere, polietilene e polipropilene. Essendo composti da fibre, i geotessili hanno una struttura aperta e porosa. I geotessili tessuti sono strutture piane e regolari, formate dall'intreccio di due o più serie di fili di fibre sintetiche: fili di ordito (paralleli al senso di produzione) e fili di trama (ortogonali al senso di produzione) che consentono di ottenere aperture regolari e di piccole dimensioni. I geotessili non tessuti sono strutture piane con fibre disposte casualmente e tenute assieme con metodi meccanici (agugliatura), termici o chimici. Le principali funzioni di questa tipologia di geosintetici sono: separazione, filtrazione, drenaggio, rinforzo e controllo dell'erosione. Sono i geosintetici più complessi, più venduti e con più ampio range di applicazioni. Altri numerosi prodotti rientrano nella categoria dei geotessili: geogriglie, georeti, geocelle, geostuoie, geostriscie e gli geospaziatori.



Figura 1.1 Rotolo di geotessuto tessuto (sinistra); dettaglio del geotessuto non tessuto (destra)

Le geogriglie (geogrid) sono materiali geosintetici che hanno l'aspetto di una griglia a maglia aperta. La loro principale applicazione è il rinforzo del suolo. Le geogriglie formano una categoria distinta di geosintetici e nel mercato sono disponibili in una vasta gamma di carichi di rottura. Questi prodotti sono caratterizzati da una resistenza relativamente alta alla trazione e da una struttura uniforme a maglia con grandi aperture. Le aperture consentono alle particelle del suolo di venire a contatto diretto, aumentando così l'interazione tra la geogriglia e il terreno. Le aperture inoltre garantiscono il drenaggio verticale dei terreni rinforzati, nel caso in cui siano privi del sistema drenante.



Figura 1.2 Geogriglia

Le georeti (geonets) sono costituite da un reticolato aperto formato da due serie di filamenti polimerici estrusi, i quali si intersecano formando un angolo costante. La maggior parte delle georeti disponibili sono costituiti da polietilene ad alta o media densità. Le funzioni principali di questi geosintetici sono: drenaggio, protezione e rinforzo.

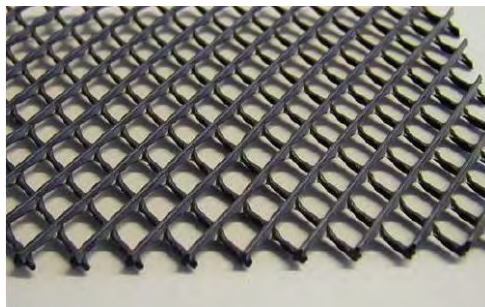


Figura 1.3 Georete

Le geomembrane sono prodotti utilizzati come barriere per il contenimento di fluidi o gas. Possono essere flessibili o rigidi in funzione al tipo di polimero utilizzato. Le geomembrane possono essere costituite da polimeri termoplastici o termoindurenti. I polimeri termoplastici all'aumentare della temperatura si portano ad uno stato viscoso e sono più facili da deformare. In seguito al raffreddamento ritornano allo stato solido. Tale proprietà si mantiene nel tempo in quanto le interazioni intermolecolari si riformano spontaneamente ad ogni raffreddamento. In tale categoria rientrano il polivinilcloruro (PVC), il polietilene (PE) e la poliammide (PA). I polimeri termoindurenti invece sono polimeri con una deformazione irreversibile cioè possono essere fusi una sola volta: fusioni successive comportano la degradazione del materiale e la conseguente perdita di resistenza. In questa categoria rientrano l'etilene vinil-acetato, il policloroprene e l'isoprene-isobutilene.



Figura 1.4 Geomembrana liscia

I geocompositi sono geosintetici formati dall'accoppiamento di due o più tipologie di materiale. I geocompositi più frequentemente utilizzati sono: geocompositi drenanti e geocompositi bentonitici. I primi sono formati dall'interposizione di una georete tra due strati di geotessuto e hanno funzione drenante. I secondi sono costituiti da uno strato di bentonite in polvere (disidratata) interposta e legata meccanicamente o chimicamente tra due geotessili o due geomembrane e hanno funzione impermeabilizzante. Per aumentarne la resistenza a trazione interna, talvolta il materassino bentonitico viene cucito o agugliato agli strati superiore e inferiore. Una volta idratati tali strati costituiscono una barriera per i liquidi o per i gas e sono comunemente utilizzati nei rivestimenti in discarica in sostituzione a strati di argilla compattata.

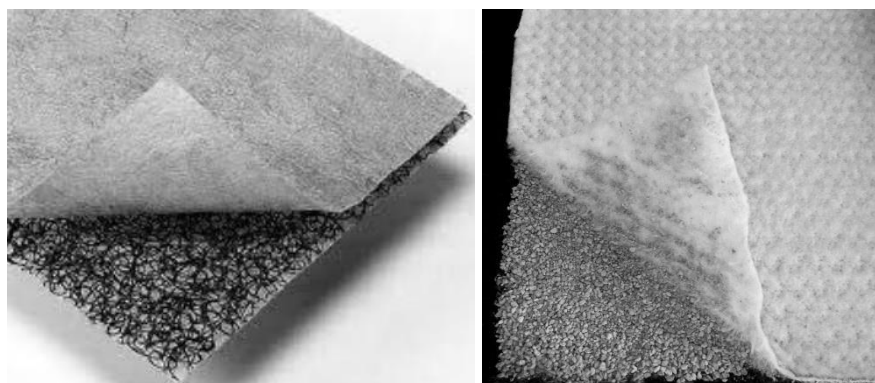


Figura 1.5 Geocomposito drenante (sinistra); geocomposito bentonitico (destra)

Le geocelle (geocells) sono reti tridimensionali relativamente spesse, costituite da strisce di materiale polimerico. Tali strisce sono unite al fine di formare celle interconnesse. Le celle vengono riempite con il suolo e talvolta con il calcestruzzo.

I geotubi (geopipes) sono tubi polimerici forati o a superficie piena utilizzati per il drenaggio di liquidi o di gas. Nelle discariche sono utilizzati per la raccolta del percolato o di gas. In alcuni casi il tubo forato è avvolto con un filtro geotessile.

Le geoschiume (geofoam) sono blocchi o lastre costituiti da schiuma di polistirene e formanti uno strato a bassa densità. Questi materiali sono spesso utilizzati come isolanti termici, come riempimenti leggeri o come strati comprimibili verticali con lo scopo di ridurre le pressioni del terreno contro pareti rigide.

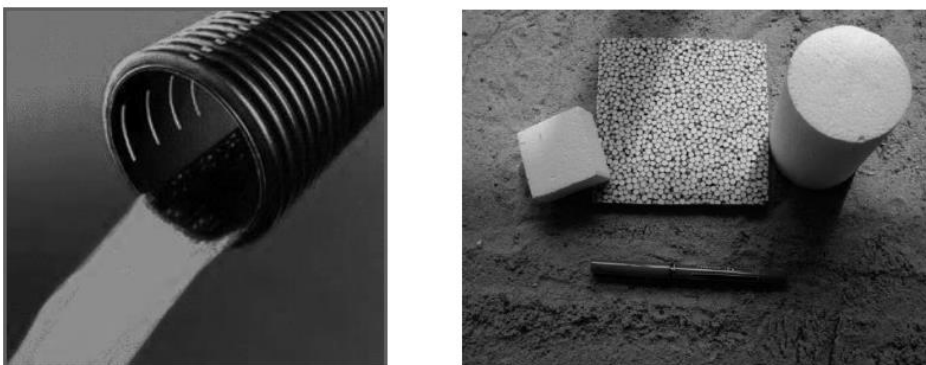


Figura 1.6 Geotubi (sinistra); geoschiume (destra)

1.2 FUNZIONI DEI GEOSINTETICI

I geosintetici includono una vastissima varietà di materiali polimerici sintetici appositamente realizzati per essere utilizzati in opere di ingegneria geotecnica, ambientale, idraulica e dei trasporti. Ogni tipologia di geosintetico svolge una specifica funzione per esempio separazione, filtrazione, drenaggio, rinforzo, contenimento di fluidi/gas, o controllo dell'erosione. Solo in alcuni casi i geosintetici svolgono una duplice funzione.

I geosintetici con funzione di separazione impediscono che terreni di diversa natura si mescolino tra loro. Per esempio, i geotessili sono utilizzati per prevenire la penetrazione dei materiali costituenti la base stradale all'interno del terreno sottostante più soffice, in modo da mantenere lo spessore di progetto e l'integrità della strada. I geosintetici maggiormente utilizzati a tale scopo sono i geotessili e i geocompositi.

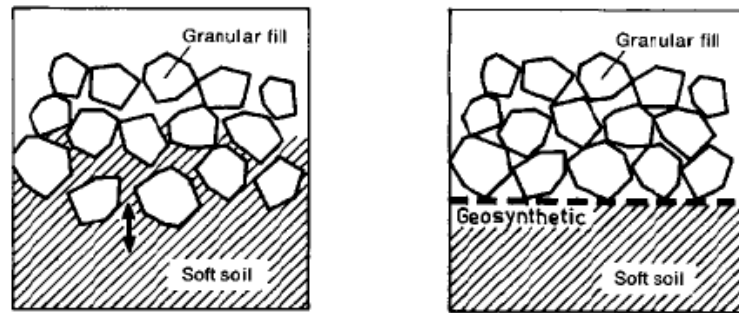


Figura 1.7 Geosintetico utilizzato con funzione di separazione

L'azione di filtrazione si riferisce alla separazione tra due materiali con diversa distribuzione granulometrica. In tal caso il geosintetico agisce in modo simile ad un filtro di sabbia, consentendo all'acqua di passare attraverso il suolo, pur mantenendo tutte le particelle di terreno a monte. Lo scopo è quello di prevenire l'erosione del suolo e la rimozione della frazione fine. I geotessili, per esempio, vengono utilizzati per impedire ai terreni fini di migrare all'interno dell'aggregato drenante o all'interno di tubi, pur mantenendo attivo il flusso attraverso il sistema. I geosintetici utilizzati in queste applicazioni sono essenzialmente geotessili e geocompositi.

I geosintetici agiscono come elementi di rinforzo, aumentando la resistenza globale a trazione. Ad esempio, geotessili e geogriglie sono usati per aggiungere resistenza a trazione ad una massa di terreno con lo scopo di realizzare pareti verticali o quasi verticali (muri in terra rinforzata). Inoltre i materiali geosintetici (geogriglie soprattutto) vengono utilizzati anche per colmare i vuoti che possono svilupparsi, per la presenza di pressioni, al di sotto strati granulari (strade e ferrovie) o al di sotto sistemi di copertura in discarica. I geosintetici utilizzati in queste applicazioni sono essenzialmente geotessili, geogriglie e geoteti.

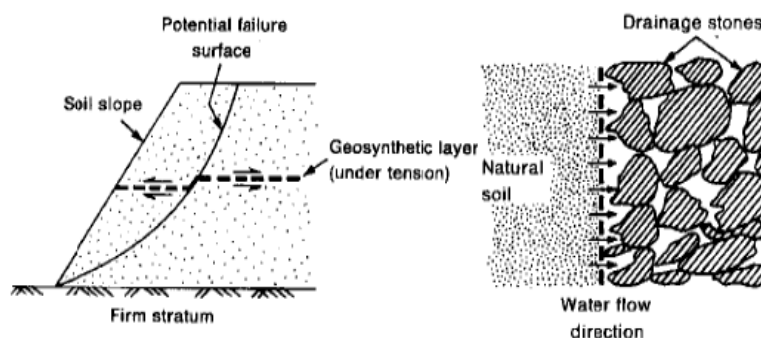


Figura 1.8 Geosintetici con funzione di rinforzo (sinistra) e filtrazione (destra)

I geosintetici agiscono come sistemi drenanti per trasportare, nel loro piano, il flusso di fluido o il gas. Per esempio, i geotessili sono utilizzati per dissipare le pressioni interstiziali dell'acqua alla base di rilevati stradali. Per flussi elevati si utilizzano i geocompositi drenanti. Questi materiali costituiscono dreni laterali di pavimentazioni stradali, dreni di intercettazione in pendii e dreni in spalle e muri di sostegno.

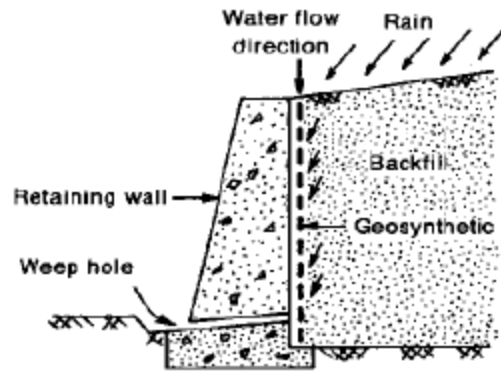


Figura 1.9 Geosintetico con funzione drenante

Per il controllo dell'erosione del terreno causata dall'impatto delle precipitazioni meteoriche o dal ruscellamento delle acque superficiali si utilizzano delle geostuoie. Manti temporanei in materiale geosintetico e stuoie leggere permanenti sono posti in opera su pendii erodibili. Alcune geostuoie per il controllo dell'erosione sono realizzate utilizzando fibre di legno biodegradabili.

I geosintetici possono agire come barriera relativamente impermeabile ai fluidi o ai gas. Quelli più utilizzati a tale scopo sono le geomembrane, i geotessili composti a film sottile, i geocompositi bentonitici (GCLs) e i geotessili riempiti/ricoperti. Questa funzione è spesso utilizzata negli strati delle pavimentazioni in asfalto, nell'incapsulamento di terreni rigonfianti e nel contenimento dei rifiuti.

1.3 PROPRIETÀ DEI GEOSINTETICI

La maggior parte dei geosintetici in commercio sono costituiti da materiale polimerico e questa caratteristica ne influenza notevolmente il comportamento in fase di esercizio. I polimeri più frequentemente utilizzati per la produzione di materiali geosintetici sono i polimeri termoplastici: il polietilene a diverse densità (PE, HDPE, LDPE, ecc.), il polivinilcloruro (PVC), il polipropilene (PP), il poliestere (PS).

In relazione al materiale costituente, i geosintetici sono caratterizzati da una certa durabilità, cioè la capacità di mantenere integre le proprie caratteristiche per un prefissato periodo di tempo. La durabilità dei geosintetici è relazionata a cambiamenti nel tempo sia della struttura microscopica del polimero costituente (degradazione chimica), sia della struttura macroscopica (degradazione fisica). I primi comportano variazioni molecolari mentre i secondi sono connessi ad una variazione delle proprietà di massa del geosintetico.

Tabella 1 Polimeri utilizzati per la produzione di geosintetici

Geosynthetic materials	Polymer materials
GEOMEMBRANES	Polyethylene (HDPE and LLDPE) Plasticized PVC Polypropylene
GEONETS	HDPE
GEOGRIDS	HDPE Polyesters Polypropylene
GEOPIPES	HDPE PVC
GEOTEXTILES	Polypropylene polyester

Per mezzo di un'attenta osservazione visiva o un'analisi microscopica è possibile valutare la durabilità dei geosintetici. Lo scopo è valutare qualitativamente le differenze tra campioni vergini e campioni prelevati in campo. Queste valutazioni si basano per esempio sulla decolorazione, sull'entità del danno alle singole fibre (dovuto all'attacco chimico o microbiologico, alla degradazione superficiale o a fessurazioni per stress ambientale) e su altre caratteristiche superficiali. Si deve inoltre considerare che la durabilità dei materiali geosintetici è funzione della struttura, della tipologia di polimero costituente, del processo produttivo, dell'applicazione ambientale, delle condizioni di immagazzinamento e installazione e dei carichi applicati.

Nelle applicazioni di ingegneria civile, i geosintetici sono progettati per svolgere le loro funzioni in relazione ad un determinato periodo temporale che corrisponde alla durata della vita utile dell'opera. La durata di tale periodo dipende, oltre che dalla loro composizione, soprattutto dalle condizioni ambientali che sperimentano dal momento immediatamente successivo alla produzione fino alle condizioni in esercizio. I geosintetici infatti possono subire danni meccanici (abrasioni, fori, tagli) durante l'installazione a causa del posizionamento e della compattazione del terreno sovrastante. In alcuni casi lo stress d'installazione può essere superiore alla tensione di progetto per la quale il geosintetico è stato progettato. La suscettibilità dei geosintetici al danno in fase d'installazione può aumentare in condizioni di gelo o a causa della ruvidezza e spigolosità del terreno sovrastante o per l'entità del carico di compattazione del riempimento. Viceversa, la gravità dei danni diminuisce all'aumentare dello spessore del geosintetico.

Tabella 2 Proprietà e parametri dei geosintetici

Type of property	Parameters
Physical	Thickness, specific gravity, mass per unit area, porosity, apparent opening size.
Chemical	Polymer type, filler material, carbon black percentage, plasticizer and additive details, manufacturing process for fiber and geosynthetics.
Mechanical	Tensile strength, compressibility, elongation, tear/impact/puncture resistance, burst strength, seam strength, fatigue resistance, interface friction with soil, anchorage in soil
Hydraulic	Permittivity (cross-plane permeability), trasmissivity (in-plane permeability), clogging potential.
Endurance	Installation damage potential – tear/impact/puncture resistance, abrasion resistance, creep.
Degradation	Resistance to ultra-violet radiation, temperature, oxidation, ecc.

Vi sono inoltre numerosi fattori ambientali che comportano variazioni nelle proprietà dei polimeri/geosintetici e causano degradazione: raggi UV, calore, ossigeno e umidità. A contatto col terreno il rischio di danno aumenta: spigolosità delle particelle, acidità/alcalinità, ioni di metalli pesanti, presenza d'ossigeno, contenuto d'acqua, sostanza organica e temperatura. Questi fattori possono ridurre la resistenza meccanica e, in presenza di buchi, compromettere le proprietà idrauliche del geosintetico.

La formulazione dei geosintetici è molto complessa in quanto essi non sono mai costituiti totalmente da un polimero ma vengono aggiunti additivi, filler, agenti con proprietà di assorbire i raggi UV, antiossidanti e stabilizzatori termici col fine di produrre una plastica con determinate proprietà.

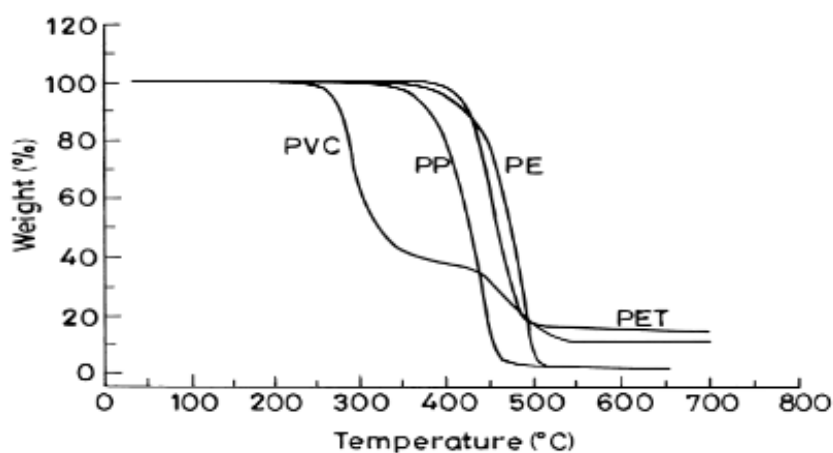


Figura 1.10 Effetto della temperatura sul comportamento dei polimeri (Vashi et al.)

Come accennato in precedenza, la maggior parte dei polimeri è molto sensibile alla luce ultravioletta, la quale causa la rottura dei legami polimerici e la conseguente diminuzione di resistenza. Per essere esposti in maniera incolume alla luce solare, i geosintetici devono contenere un inibitore di raggi UV, il quale protegge le catene polimeriche. Il nero carbone è l'agente più conveniente per questi scopi.

Alcuni geosintetici sono utilizzati in ambienti aggressivi, per esempio nel contenimento dei rifiuti nelle discariche e nei terreni contaminati. Poiché la velocità di attacco chimico è direttamente collegato alla superficie esposta agli agenti, è fondamentale in fase di progettazione richiedere la prova di stabilità al contatto con i prodotti chimici specifici presenti nel sito di esercizio. Molte informazioni inerenti alle proprietà di resistenza dei geosintetici vengono fornite dal produttore. In alcuni casi, può essere necessario effettuare test aggiuntivi e più specifici.

I geosintetici sono soggetti a fenomeni di creep, cioè subiscono deformazioni e allungamenti sotto carico costante nel tempo. In relazione al tipo di polimero e alla temperatura, i fenomeni di creep possono essere significativi anche a livelli di carico al di sotto del 20% del carico ultimo.

Nella scelta della resistenza a trazione di progetto si devono tenere in considerazione tutti gli aspetti che diminuiscono la resistenza a breve termine del geosintetico. Quest'ultima viene ridotta attraverso l'utilizzo di coefficienti di sicurezza indicati da diverse normative straniere; nella normativa italiana non è presente alcun valore di coefficiente di sicurezza. I coefficienti presenti nelle normative estere (le principali sono quella tedesca, francese, inglese, giapponese e statunitense) variano all'interno di range molto ampi e di conseguenza la scelta del valore più appropriato è connessa alle caratteristiche del geosintetico e alle condizioni in campo. Complessivamente il coefficiente di sicurezza globale deriva dalla somma di singoli coefficienti relativi a diversi fattori: creep, invecchiamento, effetti chimici/biologici e danneggiamento.

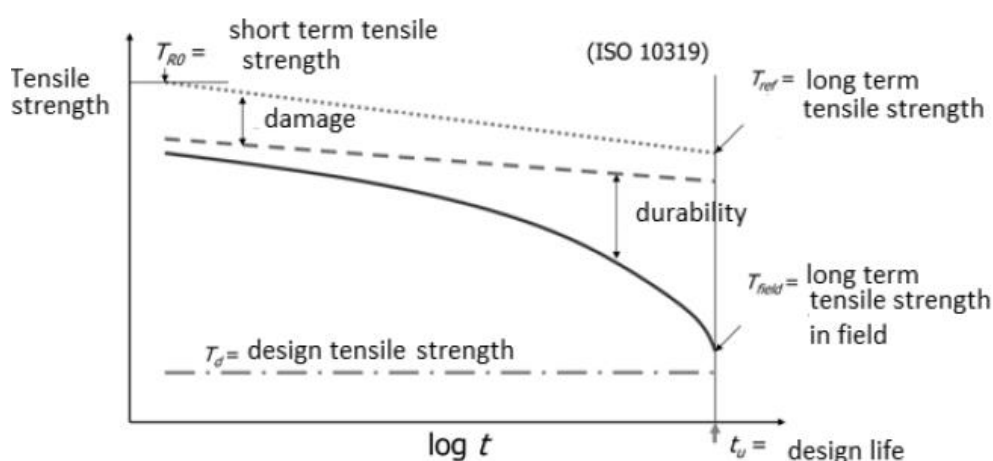


Figura 1.11 Resistenza a trazione dei geosintetici e durabilità (S. Cola, corso di “Miglioramenti dei terreni e opere in terra”, UNIPD)

1.4 L'USO DEI GEOSINTETICI NELLE DISCARICHE

Una discarica di rifiuti può essere suddivisa in cinque parti principali: sistema di rivestimento composito, sistema di raccolta del gas e percolato, area di lavoro, sistema laterale composito, sistema di copertura composito e strato di protezione (Figura 1.12). Alla base della discarica è localizzato il sistema di rivestimento. I suoi obiettivi principali sono la raccolta del percolato, l'isolamento dei rifiuti, l'impedimento delle infiltrazioni, il supporto meccanico. Questo pacchetto è composto da tre parti principali: un sottofondo composto da terreno con caratteristiche idonee di resistenza e permeabilità; un'argilla compattata e una geomembrana. Questi materiali impediscono anche la fuoriuscita di gas. La permeabilità complessiva dello strato è circa 10^{-9} (m/s).

Al di sopra della barriera di fondo si trova il sistema di raccolta del percolato e del gas. È composto dalle seguenti parti: sistema di tubi di raccolta del gas e del percolato, geotessile di separazione, strato drenante di raccolta del percolato.

Al di sopra del sistema di raccolta del percolato è disposto uno strato di sabbia, ghiaia o di materiale plastico (georete) con la funzione di drenaggio del percolato per gravità.

L'area di lavoro è composta dal corpo dei rifiuti e da una copertura giornaliera di terreno, al fine di ridurre gli odori, evitare la dispersione dei rifiuti a causa del vento e impedire l'attacco di animali.

L'ultima parte che compone la discarica è la copertura. Essa è composta da uno strato di argilla compattata, una geomembrana e uno strato di drenaggio. Quest'ultimo comprende sabbia o ghiaia o una georete drenante. Quest'ultima evita eccessi di sovrappressione nel terreno di copertura, migliora la stabilità e aiuta a prevenire l'infiltrazione di acqua attraverso il sistema di copertura. Un geotessile può essere disposto sulla parte superiore dello strato di drenaggio per consentire la separazione delle particelle solide dal liquido. Questo impedisce l'intasamento dello strato drenante.

Nella parte superiore della discarica è applicato il terreno di copertura, il quale consente l'inerbimento della parte esterna superiore della discarica.

Particolare attenzione in sede di progettazione deve essere posta sulla copertura della discarica, dove diversi strati di geosintetici sono impiegati e sono esposti a cedimenti e instabilità, dai quali possono derivare danni al materiale.

Lo scopo della barriera di copertura in una discarica è di contenere i rifiuti e fornire una separazione fisica tra i rifiuti e l'ambiente, per la tutela della salute pubblica. La maggior parte delle coperture delle discariche sono progettate con l'obiettivo primario di ridurre o prevenire l'infiltrazione all'interno della discarica, al fine di minimizzare la produzione di percolato. Inoltre, la copertura deve anche controllare il rilascio dei gas prodotti nella discarica in modo che il gas possa essere eventualmente raccolto ed utilizzato.

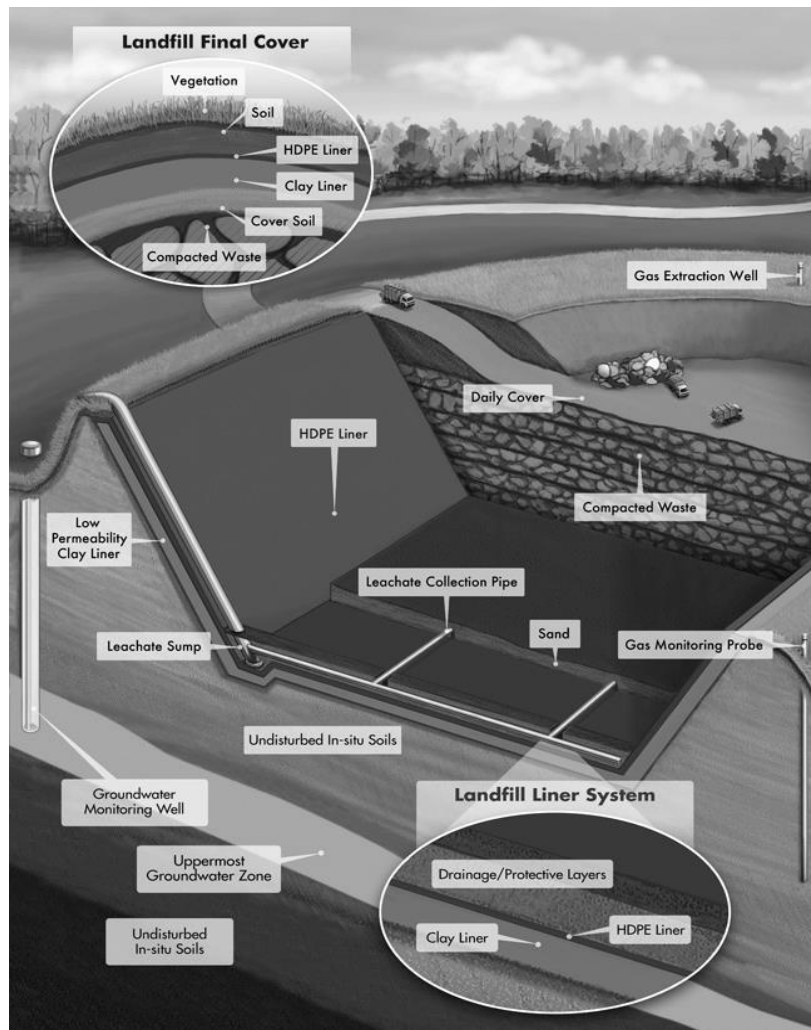


Figura 1.12 Struttura di una discarica (www.greengroupholding.com)

La copertura della discarica deve ridurre al minimo l'erosione e sostenere la vegetazione al fine paesaggistico in modo tale da adattarsi al territorio circostante.

Cedimenti differenziali significativi che avvengono all'interno del corpo dei rifiuti, il quale è fortemente deformabile, possono compromettere il funzionamento del coperchio superiore.

In generale, la particolare organizzazione del sistema discarica dipende anche dal tipo di rifiuti che essa deve contenere.

Tutte le funzioni dei geosintetici descritte precedentemente trovano concreta applicazione nel corpo della discarica e in particolare nella barriera di copertura e in quella di base. I principali geosintetici utilizzati in discarica sono: geomembrane con funzione impermeabilizzante, geocompositi con funzione drenante, geogriglie con funzione di rinforzo.

Tabella 3 Funzioni dei geosintetici in discarica (Bouazza et al., 2002)

Geosynthetic types	Separation	Drainage	Filtration	Reinforcement	Hydraulic/gas barrier	Protection
Non woven geotextile	✓	★	✓		✓	✓
Woven geotextile	✓		★	✓		
Geogrids				✓		
Geomembranes					✓	
Geocells	✓			✓		
Geosynthetic clay liners					✓	★
Geocomposites	★	✓	★	★	✓	✓
Geonet		✓				
Geopipe		✓				

1=asphalt-saturated geotextiles

✓ main function; ★ secondary function

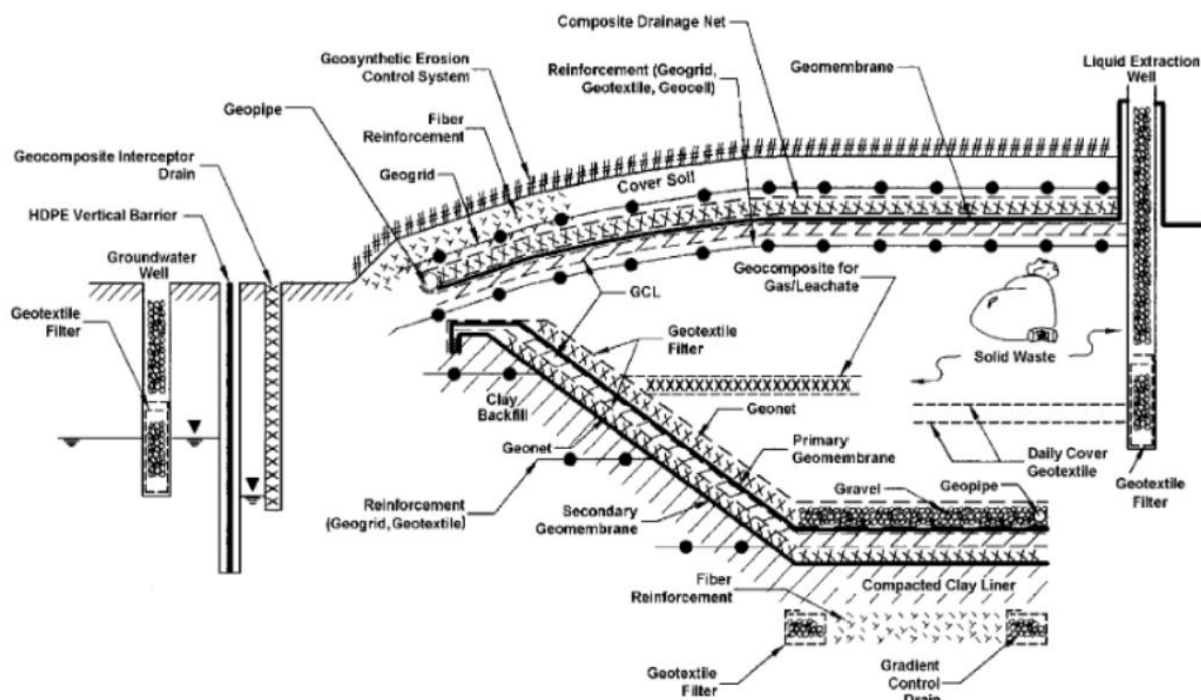


Figura 1.13 Applicazione dei geosintetici in discarica (Bouazza et al., 2002)

La progettazione delle discariche presuppone: l'accurata conoscenza della distribuzione del flusso delle acque sotterranee, delle barriere e delle loro proprietà idrauliche, della loro struttura e deformazione e del comportamento del sottosuolo. Inoltre sono da tenere in considerazione gli effetti meccanici, biologici e chimici, i quali sono di grande importanza per la scelta dei materiali da costruzione.

Nella barriera di copertura della discarica potrebbero localizzarsi superfici critiche, in particolare in corrispondenza delle interfacce tra materiali diversi: geosintetici-geosintetici o suolo-geosintetici. La protezione e la stabilità delle diverse interfacce sono due problemi principali nella progettazione della copertura della discarica. I problemi della barriera superiore della discarica possono essere divisi in due categorie: i cedimenti e l'instabilità.

1.4.1 CEDIMENTI IN DISCARICA

I principali meccanismi coinvolti negli cedimenti della discarica sono: la compressione fisica causata dalla alterazione meccanica, piegatura, frantumazione e orientamento dei rifiuti; la migrazione di piccole particelle all'interno dei vuoti creati da particelle più grandi; il comportamento viscoso e il consolidamento dello scheletro solido e delle singole particelle; cambiamenti fisici e chimici come la corrosione e l'ossidazione e la biodegradazione dei componenti organici.

Come per il terreno, anche per i rifiuti è possibile distinguere diverse fasi di cedimento:

- cedimento istantaneo: avviene istantaneamente durante il riempimento della discarica;
- cedimento primario: avviene rapidamente in seguito all'accumulo dei rifiuti;
- cedimento secondario: avviene nel lungo periodo in seguito alla degradazione biologica. È di entità minore rispetto ai primi due cedimenti ma può prolungarsi anche per molti anni dopo la realizzazione della discarica.

La discarica deve essere progettata per tenere conto del carico e dalle tensioni che derivano da cedimenti nel terreno di fondazione e nella massa di rifiuti.

Poiché i rifiuti solidi sono un materiale altamente eterogeneo che può compattarsi a causa di numerosi fattori (il suo stesso peso, sovrastanti pressioni, ecc.), è possibile che si verifichino cedimenti differenziali all'interno dell'area della discarica. Cedimenti differenziali eccessivi possono provocare lo sviluppo di cricche di tensione nelle barriere, strappi di geomembrane o spostamenti dello strato bentonitico. Le zone più critiche sono quelle ad elevata curvatura, in cui agenti taglienti possono danneggiare lo strato di barriera e causare la perdita di integrità dell'intero sistema di copertura.

1.4.2 FENOMENI DI INSTABILITÀ

La geometria tipica di una discarica è caratterizzata da pendenze molto alte e pendii molto ripidi, al fine di contenere grandi quantità di rifiuti nel minor spazio possibile. Questa geometria comporta però il verificarsi di fallimenti dovuti alle elevate pendenze.

Inoltre la discarica deve essere progettata e costruita in modo da evitare la contaminazione dell'ambiente circostante. Per questo motivo, sono solitamente utilizzati sistemi rivestimento composito che possono costituire punti critici.

Per garantire la stabilità di questi sistemi è necessario tener conto dell'inclinazione del pendio, del peso degli strati di terreno sovrastanti e della resistenza al taglio tra le interfacce geosintetico-geosintetico e geosintetico-suolo.



Figura 1.14 Esempio di discarica con pendii molto ripidi

Un sistema di rivestimento è generalmente costituito da uno o più strati di terreno e/o materiali geosintetici come geomembrane, geotessili e georete a contatto, come precedentemente spiegato. Uno dei problemi principali di questi sistemi è lo scorrimento di uno strato sull'altro. Infatti, ogni componente del sistema può scorrere, a seconda della forza tagliante applicata ad esso. Generalmente l'interfaccia può scorrere se la sua resistenza al taglio è inferiore alle forze di taglio indotte dal materiale sovrastante.

Se le forze di taglio sono superiori all'attrito dell'interfaccia si verifica scorrimento e la conseguente rottura dei geosintetici posti nei pendii. Per progettare una discarica sicura nei confronti dell'instabilità è importante analizzare gli elementi che la influenzano.

Innanzitutto la geometria e il sistema di ancoraggio sono due dei parametri più importanti nell'analisi della stabilità. Inoltre il terreno di fondazione deve essere in grado di sostenere il peso della discarica.

Anche la progettazione del sistema di geosintetici è importante per la stabilità dei versanti. I materiali costituenti, la loro resistenza al taglio e l'attrito interfaccia determinano la sensibilità del pendio al movimento lungo l'interfaccia. Infatti l'interfaccia tra geosintetici è una superficie di scorrimento preferenziale.

Un altro parametro che può essere considerato è la presenza dell'acqua. L'acqua può influenzare significativamente la stabilità del terreno di rivestimento. La presenza di liquidi, come acqua e percolato, aumenta il peso del terreno sopra i geosintetici e riduce le sollecitazioni efficaci e la resistenza al taglio.

2 ATTRITO

Per definizione l'attrito è una "resistenza passiva che ostacola il movimento di un corpo su di un altro e provoca una dissipazione di energia" (Dizionario Garzanti).

Il concetto di attrito è molto antico, si potrebbe addirittura far risalire alla preistoria, con la scoperta del fuoco, prodotto dall'attrito fra due pietre o fra pezzi di legno e con l'invenzione della ruota, nata per ridurre l'attrito nel trasporto. Nella storia antica si trovano diverse testimonianze dell'attenzione ai problemi pratici posti dall'attrito. Per esempio, in un dipinto dell'antico Egitto si vede uno schiavo che versa un fluido lubrificante davanti ad una slitta di legno in cui sopra è posta una grande statua da trasportare. Nel lago di Nemi, vicino Roma, sono state ritrovate delle piattaforme di legno con cuscinetti volventi (antenati dei cuscinetti a sfere), risalenti al I secolo avanti Cristo. Ma solo secoli dopo i fenomeni connessi all'attrito vengono approfonditi dal punto di vista scientifico.

Leonardo da Vinci (1452-1519) studia l'attrito con esperimenti simili a quelli tradizionali ancora in uso nelle scuole (piano inclinato, blocco tirato da pesi tramite una corda e una carrucola) e discute vari sistemi per diminuire l'attrito (cuscinetti a sfere, lubrificazione). I lavori di Leonardo relativi all'attrito sono stati pubblicati solo alla fine del XIX secolo.

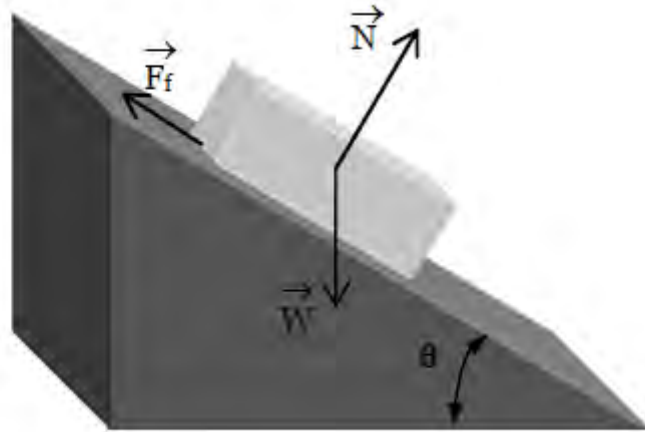
Nella seconda metà del XVIII secolo, le esigenze tecniche poste dai trasporti terrestri e marini e dalle nuove macchine usate nelle manifatture, sollecitano un crescente interesse per l'attrito. In Francia, nel 1777 l'*Académie des Sciences* lanciò l'offerta di un cospicuo premio per il migliore studio sulle leggi dell'attrito e i suoi effetti sulle macchine. Il premio fu poi raddoppiato nel 1779 per mancanza di vincitori e infine assegnato a Coulomb nel 1781, per la sua celebre opera *Théorie des machines simples*.

Successivamente gli studi inerenti all'attrito e alle problematiche ad esso connesse hanno avuto un fiorente sviluppo con un susseguirsi di nuove teorie in relazione ai specifici campi d'applicazione.

2.1 GENERALITÀ

Un oggetto che poggia su un piano è sempre soggetto ad una forza perpendicolare al piano stesso, detta “Forza Normale”. Se tale oggetto, per qualche causa esterna, inizia a scorrere sul piano, esso risente di una forza tangenziale, parallela al piano, e pari alla Forza Normale moltiplicata per un coefficiente μ detto coefficiente d’attrito:

$$F_f = \mu N \quad (2.1)$$



Il coefficiente di attrito è un numero che quantifica l'attrito tra due superfici e dipende dalle superfici scelte e dalle condizioni cinematiche.

Guillaume Amontons (1663-1705), studiando gli scritti di Leonardo, ha introdotto le leggi note leggi dell'attrito:

- La forza di attrito è direttamente proporzionale al carico applicato;
- La forza di attrito è indipendente dall'area apparente di contatto.

Quasi un secolo dopo, Coulomb ha introdotto la terza legge dell'attrito:

- L'attrito cinematico è indipendente dalla velocità di scorrimento.

L'attrito può essere disgiunto in due regimi: attrito statico e attrito dinamico. Tale distinzione fu presentata per la prima volta da Johann Andreas Van Segner (1704-1777) e venne ripresa negli approfonditi studi di Coulomb.

L'attrito statico è sempre presente quando due oggetti sono in contatto tra loro. Se un oggetto è immobile, l'attrito statico aumenta con l'aumento dello spostamento, fino al raggiungimento del valore massimo, oltre il quale avviene lo scorrimento. L'attrito statico rientra nel campo di micro spostamenti che avvengono quando, tra due corpi a riposo, si verifica un dislocamento preliminare. L'attrito dinamico è invece legato al movimento del corpo, ovvero a macro spostamenti. Quando il micro scorrimento diventa macro, un corpo scorre sull'altro.

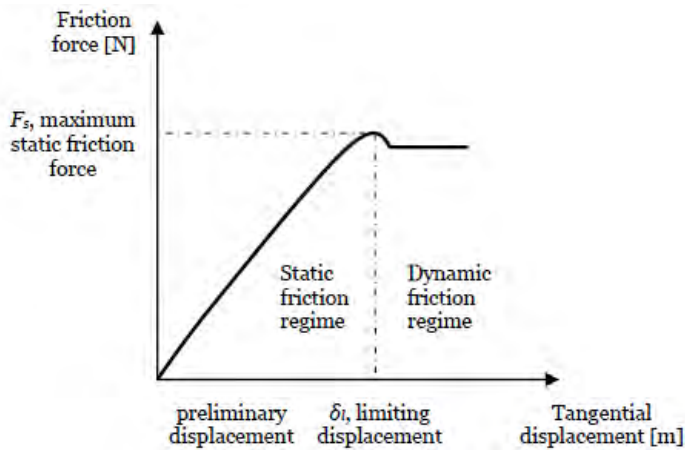


Figura 2.1 Forza d'attrito al variare dello scorrimento (Deladi, 2006)

Il massimo valore del micro scorrimento preliminare, che si realizza appena prima del macro scorrimento, corrisponde allo spostamento limite δ_l ed è associato al massimo valore della forza di attrito statica. Oltre tale valore si entra nel regime dinamico dell'attrito.

Si deve osservare che queste leggi, risalenti a tre secoli fa, non sono universalmente valide per tutti i materiali, soprattutto per i materiali moderni come per esempio i polimeri. Il coefficiente d'attrito di polimeri che scorrono contro altri polimeri o contro metalli o ceramiche, varia al variare della tensione normale. Inoltre alle alte velocità, i polimeri diventano più rigidi e di conseguenza diminuisce l'area di contatto, determinando una variazione del comportamento attritivo dinamico. Quest'ultimo fatto è in contrasto con la terza legge in quanto il coefficiente d'attrito dinamico nei materiali polimerici è correlato alla velocità. Pertanto, le leggi d'attrito non risultano sempre valide per i polimeri e altre coppie di materiale, specialmente per quelli con proprietà viscoelastiche .

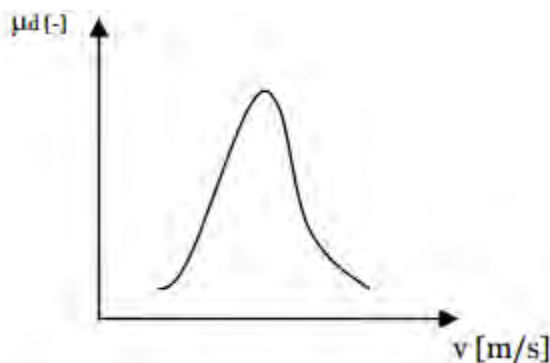


Figura 2.2 Coefficiente d'attrito dinamico della gomma al variare dalla velocità (Deladi, 2006)

Lo schema più efficace per comprendere l'attrito statico è quello proposto da Leonhard Euler (1707-1783) e consiste in un corpo posto su un piano inclinato. La forza che mantiene il corpo a riposo (nessun movimento relativo macroscopico) è la forza di attrito statico. La forza d'attrito statico massima si verifica immediatamente prima dell'avvio dello scorrimento. La forza di attrito dinamico è la resistenza al moto in condizione di scorrimento relativo tra il corpo e il piano.

Il coefficiente di attrito statico può essere definito come la tangente dell'angolo di inclinazione del piano. Il corpo rimane a riposo per un angolo d'inclinazione θ inferiore ad un certo valore; viceversa inizierà scivolare se l'angolo di inclinazione supera tale valore. Scrivendo le equazioni di equilibrio di un corpo di peso W su un piano inclinato di un angolo θ , il coefficiente di attrito statico risulta:

$$\mu_s = \frac{F_f}{N} = \frac{W \sin \theta}{W \cos \theta} = \tan \theta \quad (2.2)$$

2.1.1 COEFFICIENTE DI ATTRITO STATICO

L'attrito statico è sempre presente quando due oggetti sono in contatto tra loro. Come accennato in precedenza, i due corpi si trovano in un regime di micro-scorrimento all'interfaccia e la forza di attrito statico raggiunge il massimo quando un attimo prima dell'inizio del moto relativo tra i due corpi.

Il coefficiente d'attrito statico non è un valore costante; esso dipende dal tipo di materiali a contatto e varia al variare di diversi parametri. Essendo le tipologie di materiali utilizzati dall'uomo molto numerose, vi sono diversi fattori da considerare nella valutazione del coefficiente d'attrito statico.

Molti studi effettuati su diversi materiali hanno evidenziato una dipendenza del coefficiente d'attrito statico da diversi parametri oltre quelli già nominati (velocità e tipologia di materiale): temperatura, pressione applicata, ruvidezza della superficie, presenza di fluido nell'interfaccia, ecc.

2.1.2 COEFFICIENTE DI ATTRITO DINAMICO

Quando la forza di attrito statico fra due oggetti raggiunge il suo valore massimo, si avvia il regime di macro scorrimenti e l'attrito diventa di tipo dinamico. L'attrito dinamico è correlato al moto dell'oggetto, ai materiali utilizzati e alle forze di interazione atomiche presenti all'interfaccia tra i corpi. La determinazione del valore del coefficiente di attrito dinamico è più complessa rispetto alla valutazione del coefficiente statico in quanto entrano in gioco fenomeni di dissipazione dell'energia e deformazione, difficilmente controllabili in fase di prova. Come nel caso dell'attrito statico, anche il coefficiente d'attrito dinamico è funzione di diversi parametri per esempio la temperatura, la pressione e la velocità di scorrimento.

2.1.3 ATTRITO E ADESIONE

A livello microscopico, l'attrito è il risultato di due fattori: adesione e deformazione. A seconda dei materiali a contatto, questi due fenomeni possono essere causati da diversi meccanismi. Studi approfonditi sui fenomeni d'attrito tra oggetti solidi sono stati eseguiti da Tabor e Bowden, i quali possono essere considerati i fondatori della moderna tribologia. Il concetto base è che a causa delle irregolarità superficiali il contatto tra solidi avviene solo in corrispondenza delle asperità, nella cosiddetta area reale di contatto, molto più piccola dell'area apparente macroscopica. La pressione in queste piccole zone può essere molto alta e provocare forti deformazioni ed elevate temperature. Le asperità in contatto aderiscono fortemente e per essere separate richiedono un definito sforzo di taglio. La forza d'attrito è essenzialmente la forza totale necessaria per separare tutte le giunzioni che si formano a livello molecolare ed è quindi proporzionale all'area di contatto. La presenza di forze adesive comporta l'aumento dell'area di contatto delle singole asperità, anche in assenza di una forza tangenziale esterna. Nei polimeri l'adesione è data dalla presenza di legami idrogeno, i quali si formano quando due superfici sono molto vicine, in presenza dei gruppi chimici OH, COOH e NHCO. Gli atomi, in condizioni favorevoli, creano legami stabili e forti, in relazione alla natura della superficie, al materiale e alle pressioni agenti.

A supporto della loro teoria, Tabor e Boden hanno studiato la topografia delle superfici e misurato le asperità attraverso l'uso di profilometri. L'altezza delle asperità differisce molto in relazione al trattamento che essa ha subito in fase di produzione. Bowden e Tabor hanno inoltre misurato, con metodi elettrici, la temperatura nei punti di contatto tra le superfici durante lo strisciamento, individuando valori crescenti con la velocità. Nei punti di contatto tra le asperità la temperatura può raggiungere anche il centinaio di gradi, sebbene la temperatura media del corpo sia di qualche decina di gradi.

In realtà il concetto di area reale di contatto è molto complicato: in seguito ad un aumento del carico infatti non solo aumenta l'area dei singoli contatti ma aumenta anche il loro numero e di conseguenza si attivano nuovi punti di collegamento tra asperità meno alte.

Il modello delle giunzioni adesive sopra descritto funziona bene per l'attrito statico ma non spiega a fondo l'attrito dinamico. Oltre all'adesione fra le asperità delle superfici con conseguente sforzo di taglio per separarle, Tabor e Bowden considerano un altro tipo di meccanismo per l'attrito dinamico: la deformazione dei materiali a contatto per mezzo della "solcatura" o "aratura": penetrazione delle asperità di un corpo nella superficie dell'altro, con conseguente formazione di solchi. I solchi possono essere deformazioni plastiche permanenti o deformazioni temporanee elastiche, seguite da un ripristino della forma originaria e da perdite di energia per isteresi. La forza d'attrito, come accennato all'inizio del paragrafo, è composta da due componenti:

$$F_{att} = F_{adesione} + F_{deformazione} \quad (2.3)$$

All'interno del fenomeno dell'attrito potrebbero intervenire altri fenomeni per esempio l'usura e la con conseguente abrasione del materiale componente i corpi a contatto. In genere per i metalli prevale il termine adesivo plastico: le asperità si deformano e provocano solchi permanenti. Nei

polimeri la natura della deformazione dipende dallo stato in cui si trovano: si verificano deformazioni plastiche nel caso di polimeri in stato vetroso; viscoelastiche per polimeri con comportamento viscoso, accompagnate da fenomeni d'isteresi. Nelle rocce diventa importante il contributo dell'effetto d'urto tra le asperità e la rottura

È inoltre necessario considerare la presenza, quasi sempre inevitabile sulle superfici o fra di esse, di altri materiali quali grasso, umidità, ossidi, particelle solide, ecc. Il loro effetto è definito in letteratura con il termine "effetto di terzo corpo".

Dalla fine degli anni '60 alla prima metà degli anni '80, il quadro teorico inerente al fenomeno dell'attrito è rimasto abbastanza stabile. A partire dalla fine degli anni '80 si apre una nuova fase, con un rinnovato interesse per la tribologia e l'apertura di nuovi filoni di ricerca che ancora oggi persiste. L'origine di questo nuovo sviluppo risiede in due fattori: la disponibilità di nuovi strumenti che permettono misure accurate ad una scala di grandezza micro e nanometrica e la possibilità di eseguire efficienti simulazioni grazie alla crescente potenza di calcolo dei computer. Nasce quindi la nanotribologia, la quale ha un duplice scopo: definire le proprietà dell'attrito a livello nanometrico e comprendere le basi atomiche dei fenomeni attritivi. I nuovi studi mirano a comprendere a fondo l'origine delle forze d'attrito, in assenza di abrasioni e deformazioni plastiche, e dei connessi fenomeni di dissipazione energetica, colmando una lacuna del lavoro svolto da Bowden e Tabor.

I contenuti del Capitolo 2 derivano dalla rielaborazione di diversi articoli e ricerche inerenti al fenomeno dell'attrito statico e dinamico. (Breve storia delle ricerche e delle teorie sull'attrito - Università di Pavia, Gruppo di Ricerca in Didattica della Fisica; Deladi 2006; Tabor e Boden, 1954; Myshkin, 2005).

3 PROVE DI LABORATORIO PER DETERMINARE L'ATTRITO ALL'INTERFACCIA

Nelle coperture delle discariche si utilizza un sistema di rivestimento composto da strati di geosintetici (GLS – geosynthetic lining systems). Il sistema di rivestimento è globalmente costituito da uno o più strati di terreno e/o materiali geosintetici come geomembrane, geotessili e georeti disposti a contatto tra loro. In questi sistemi, la corretta valutazione delle proprietà d'interfaccia tra le diverse superfici geosintetiche è una questione di primaria importanza per prevenire eventuali problemi di stabilità.

La caratterizzazione meccanica delle proprietà di interfaccia nelle coperture delle discariche è un tema di ricerca da diversi anni. Nell'articolo di Girard et al. (1990), si trova una delle prime descrizioni di prova sperimentale per caratterizzare la resistenza al taglio all'interfaccia tra geosintetici, in relazione ad un incidente avvenuto durante la costruzione della discarica di Aubrac, in Francia.

3.1 PROVA DI TAGLIO DIRETTO

La prova di taglio diretto è nata con lo scopo di determinare la resistenza al taglio del terreno. Durante la prova, la rottura del provino è provocata dall'applicazione di uno sforzo di taglio lungo un piano prestabilito. La prova è solitamente eseguita con l'apparecchio di Casagrande, costituito da due telai scorrevoli sovrapposti. Sul provino di terreno, quadrato o cilindrico, è applicato uno sforzo normale di compressione. La prova è condotta generalmente a velocità di scorrimento orizzontale controllata e durante la prova si misura il valore di sforzo tagliante in funzione dello spostamento. Noti il valore di carico normale, di sforzo di taglio e la sezione del provino, è possibile calcolare lo sforzo normale σ e tangenziale τ e le curve σ - τ e τ -spostamento (P. Colombo, F. Colleselli).

3.1.1 PROVA DI TAGLIO DIRETTO PER MATERIALI GEOSINTETICI

La prova di taglio diretto descritta al Paragrafo 3.1, con opportune modifiche, può essere utilizzata per determinare l'attrito all'interfaccia terreno-geosintetico o all'interfaccia tra due geosintetici.

3.1.1.1 PROCEDURA STANDARD EN ISO 12957-1 (2005)

Nella norma europea UNI EN 12957-1 è descritta la procedura con l'apparecchio di taglio diretto per ricavare le caratteristiche d'attrito dei materiali geosintetici a contatto con sabbia. La prova

consiste nell'applicare una forza di taglio diretto in corrispondenza dell'interfaccia tra geosintetico e sabbia normalizzata. La procedura è eseguita con una scatola di taglio o un'apparecchiatura simile. In questo modo si determina l'angolo di attrito in corrispondenza dell'interfaccia sabbia-geosintetico. Il campione di geosintetico deve essere posizionato su un supporto rigido orizzontale nella parte inferiore della scatola e deve essere fissato in modo tale da impedire ogni spostamento relativo tra provino e supporto e la formazione di increspature. Il carico normale deve essere applicato il più uniformemente possibile sull'intera area del provino A [m²]. Dopo aver fissato il campione di geosintetico, la parte superiore viene assemblata e riempita con la sabbia normalizzata fino a raggiungere uno spessore di 50 mm. L'apparecchiatura è munita di un dispositivo di misurazione dello spostamento. La forza normale applicata N [kN] deve corrispondere ad una pressione pari a 50 kPa, 100 kPa o 150 kPa. Le misurazioni della forza di taglio S [kN] devono essere rilevate continuamente o a intervalli che corrispondono a spostamenti di 0,2 mm oppure a intervalli di 12 s. La prova è conclusa quando lo spostamento relativo raggiunge 50 mm per una lunghezza della superficie di taglio di 300 mm. Per ogni serie di risultati si calcola la sollecitazione normale σ [kPa] e la sollecitazione di taglio τ [kPa]:

$$\sigma = \frac{N}{A} \qquad \tau = \frac{S}{A}$$

Con i valori di taglio e spostamento è possibile tracciare, per ogni prova, la curva spostamento-sforzo tagliante e di conseguenza valutare la massima sollecitazione di taglio τ^{max} .

3.1.1.2 SCATOLA A TAGLIO DIRETTO PER L'INTERFACCIA TRA GEOSINTETICI

L'apparecchiatura di prova a taglio diretto descritta dalla EN ISO 12957 può essere opportunamente modificata per determinare l'angolo d'attrito all'interfaccia tra due geosintetici. Un primo esempio di scatola a taglio diretto modificato è riportato in Mitchell et al. (1990). Gli autori utilizzano l'apparecchio a taglio diretto modificato di Karol-Warner (Figura 3.1). La modifica consiste nell'installazione di una cella di carico per facilitare il monitoraggio elettronico della forza normale e di taglio applicate ai campioni. La tensione normale agente sull'interfaccia è corretta per tenere in considerazione il peso del piatto superiore, del blocco e della sfera di carico e la diminuzione dell'area di contatto con l'aumento dello spostamento orizzontale.

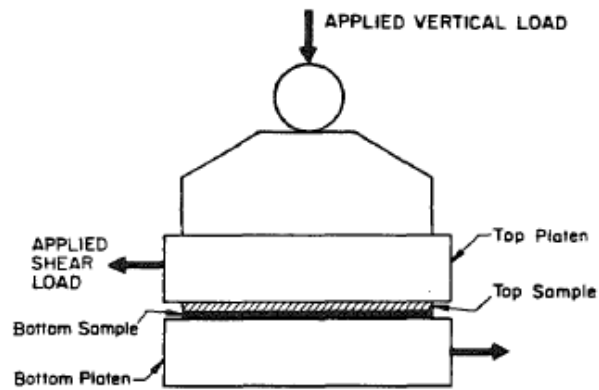


Figura 3.1 Apparato strumentale della prova a taglio diretto per l'interfaccia tra geosintetici (Mitchell et al., 1990)

L'apparecchiatura sopra descritta presenta due forti limiti:

- Variabilità dell'area di contatto durante la prova;
- Carico normale non costante durante la prova e non perfettamente uniforme.

Una miglior soluzione è rappresentata dalla scatola di taglio diretto utilizzata da Reyes Ramirez e Gourc (2003) (Figura 3.2). I due campioni di materiale geosintetico sono fissati a due lastre in PVC. La piastra superiore è di dimensioni inferiori rispetto al piano sottostante in modo tale da mantenere un'area di taglio costante per tutto il test. Il livello di pressione è mantenuto costante su tutta l'area di contatto per mezzo di una membrana riempita di acqua.

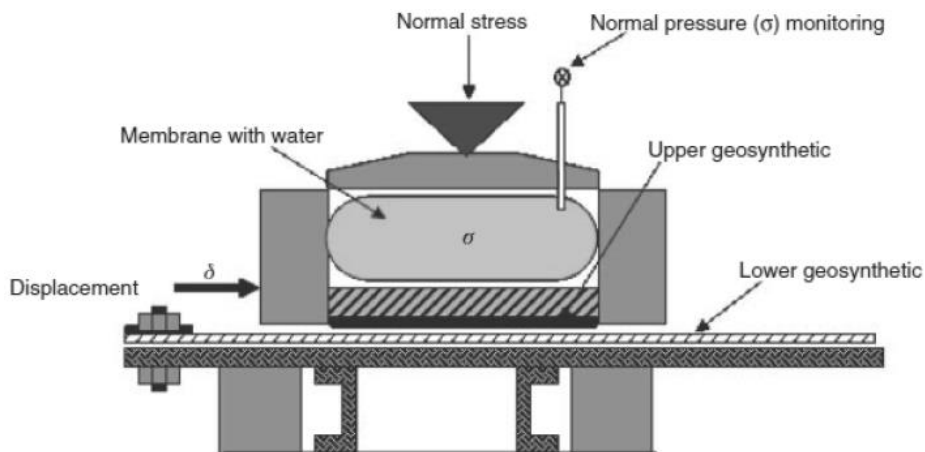


Figura 3.2 Apparato strumentale della prova a taglio diretto per l'interfaccia tra geosintetici (Reyes Ramirez e Gourc, 2003)

Le proprietà all'interfaccia sono deducibili dalla curva spostamento-sforzo di taglio, la quale ha generalmente l'andamento riportato in Figura 3.3. La curva è caratterizzata da una forte non linearità e generalmente l'interfaccia tra geosintetici ha comportamento strain – softening: oltre il valore di spostamento per il quale si verifica il picco tensionale, avviene una riduzione dello sforzo di taglio all'interfaccia.

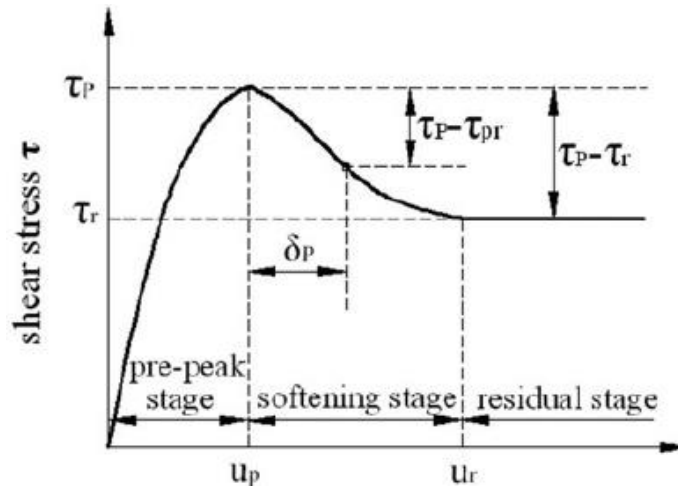


Figura 3.3 Relazione tra sforzo di taglio e spostamento per l'interfaccia tra geosintetici (Wu e Shu, 2012)

La curva può essere suddivisa in tre parti: fase pre-picco, fase softening e fase residua. Nella prima fase la tensione di taglio cresce con l'aumento dello spostamento e mostra non linearità fino al raggiungimento del picco. Nella seconda fase, all'aumentare dello spostamento, corrisponde una riduzione della resistenza al taglio, fino al raggiungimento del valore residuo. Nella terza fase il valore di tensione residuo resta costante all'aumentare dello spostamento. La curva può subire modifiche in relazione a:

- Tipologia di geosintetici (per l'interfaccia geosintetico-geosintetico)
- Tipologia di terreno (per l'interfaccia geosintetico-terreno)
- Carico normale applicato;
- Usura dei geosintetici.

Con la prova di taglio diretto si individuano quindi due valori di angolo d'attrito:

- Angolo d'attrito di picco, associato al massimo valore della tensione di taglio;
- Angolo d'attrito residuo, associato al valore residuo dello sforzo tensoriale.

Si osserva che non tutti gli accoppiamenti di geosintetici danno origine al comportamento illustrato in Figura 3.3. Per esempio nello studio di Rayes Ramirez e Gourc (2003) sono riportate le curve taglio-spostamento relative all'interfaccia tra un geotessuto non tessuto e uno geospaziatore, associate a diversi valori di carico.

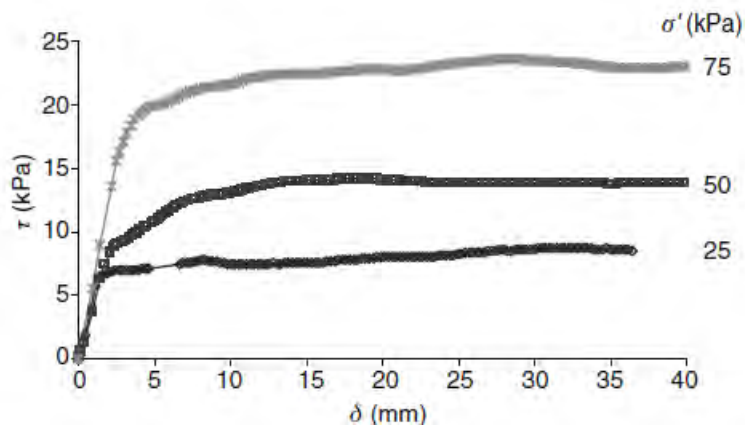


Figura 3.4 Prova di taglio diretto: relazione tra sforzo di taglio e scorrimento (Reyes Ramirez e Gourc, 2003)

Come si può notare dalla Figura 3.4, le curve taglio-spostamento in questo caso non presentano alcun picco tensionale. E' evidente l'influenza del carico normale applicato sulla resistenza dell'interfaccia. Risultati diversi si trovano in Yegian et al. (1992) per quanto riguarda la resistenza al taglio all'interfaccia tra una geomembrana in HDPE e un geotessuto, In questo caso la curva presenta un lieve picco di tensione che sembra diminuire all'aumentare del carico normale. L'angolo di attrito residuo risulta inferiore al quello di picco di circa 1-2° (Figura 3.5).

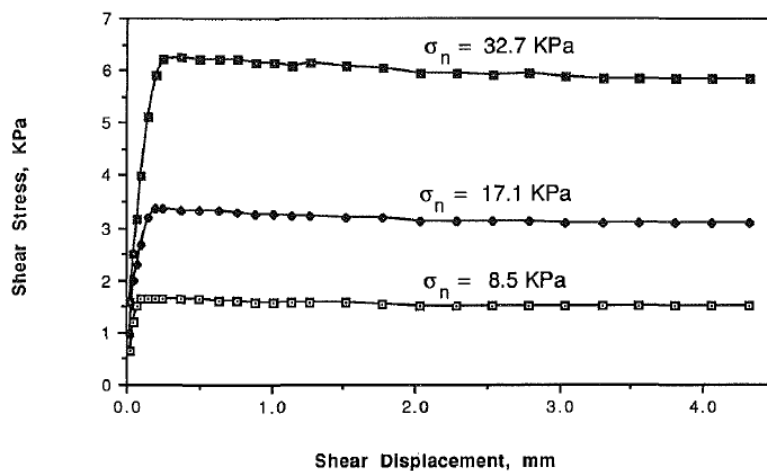


Figura 3.5 Relazione tra sforzo di taglio e spostamento (Yegian e Lahlaf, 1992)

In Frost e Lee (2001) è possibile trovare un'analisi approfondita dei risultati di prove a taglio diretto, con particolare attenzione all'influenza della ruvidezza del geosintetico sui valori di angolo di picco e residuo. (Paragrafo 4.2.1).

La tensione di taglio all'interfaccia può essere espressa in funzione del carico normale per mezzo del criterio di Mohr-Coulomb. In particolare, Jones e Dixon (1998) ritengono opportuno considerare un criterio di Mohr-Coulomb modificato:

$$\tau_f = \alpha' + \sigma' \tan \delta'$$

Affinché avvenga lo scorrimento, lo sforzo di taglio deve superare la resistenza d'attrito $\sigma' \tan \delta'$, la quale dipende dallo sforzo normale σ' agente sull'interfaccia e dall'angolo d'attrito δ' . La componente aggiuntiva α' è detta coesione ed è indipendente dalla tensione normale. Essa rappresenta l'intercetta nell'asse dello sforzo tangenziale, la quale definisce l'involuppo di rottura. Il valore di adesione, come riportano Wasti e Özdüzgün (2001), varia in relazione alle caratteristiche della superficie del geosintetico.

Per determinare le caratteristiche dell'attrito in condizioni dinamiche, la prova di taglio diretto può essere modificata opportunamente. In De e Zimmie (1998) è descritta una prova di taglio diretto ciclica, condotta con spostamento o tensione controllata. Tale prova riproduce un segnale sinusoidale. I parametri variabili della prova sono: carico normale, frequenza del segnale e ampiezza massima dello spostamento. Durante la prova sono registrate la forza tagliante e lo spostamento. Il test consiste nell'applicare ad uno dei due campioni di geosintetico il segnale sinusoidale mentre l'altro campione rimane immobile. La Figura 3.6 riporta il risultato di una prova eseguita sull'interfaccia geotessuto – geomembrana liscia.

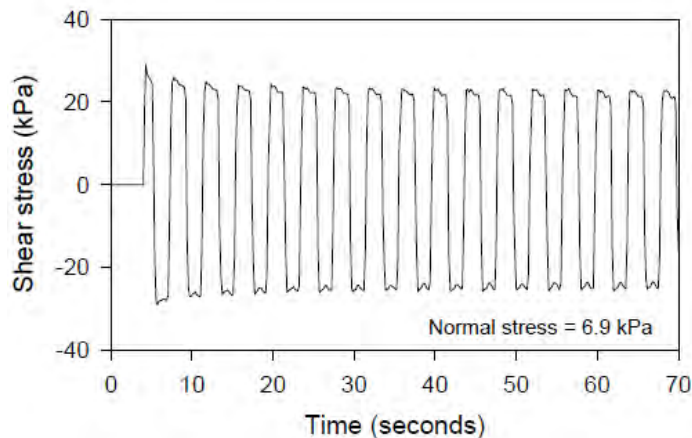


Figura 3.6 Prova di taglio diretto ciclica: sforzo di taglio al variare del tempo (De e Zimmie, 1998)

Si osserva come la tensione di taglio diminuisca nel tempo in modo relativamente rapido nei primi cinque cicli; successivamente la diminuzione della tensione è più attenuata. I valori di picco della tensione di taglio, sia nel campo positivo che in quello negativo, sono utilizzati per determinare il valore di picco dell'angolo d'attrito dinamico, associato ad ogni ciclo. La diminuzione del valore d'attrito è causata probabilmente, come affermano gli autori, dall'azione di lucidatura del geotessuto sulla geomembrana. Risultanti del tutto diversi sono stati ottenuti con prove di taglio diretto ciclico eseguite sull'interfaccia geomembrana liscia – geotessuto. In questo caso il valore della tensione tangenziale e quindi di angolo d'attrito dinamico aumenta con il numero di cicli. Per quanto riguarda l'interfaccia geotessuto – geotessuto, l'angolo d'attrito dinamico ricavato con la prova ciclica risulta del tutto indipendente dal numero di cicli.

3.2 IL PIANO INCLINATO

La prova su piano inclinato è utilizzata per misurare la resistenza al taglio dell'interfaccia tra materiali diversi, per esempio tra suolo e geosintetici o tra materiali dello stesso tipo ma con caratteristiche diverse. I meccanismi di interazione tra questi materiali possono essere molto complessi a seconda della tipologia e delle loro proprietà.

Lo studio della stabilità di un sistema composto da strati di diversi materiali richiede generalmente il calcolo degli angoli d'attrito all'interfaccia. Tale valore può essere ricavato attraverso la scatola a taglio diretto (descritta nel precedente paragrafo) o dalla prova su piano inclinato. Le scatole di taglio classico o circolare richiedono l'applicazione di alta tensione normale >50 kPa e le prove devono essere effettuate su campioni di geosintetici di piccole dimensioni. Questi test non sempre risultano rappresentativi, considerando che gli strati di geosintetici, per esempio nelle coperture delle discariche, sono sottoposti a bassa tensione normale (<10 kPa). Per queste ragioni, come dimostrato da diversi studi, (Lalarakotoson et al., 1999; Wasti & Özdüzgün, 2001; Briançon et al., 2002; Gourc & Reyes Ramirez, 2004; Wu et al., 2008; Pitanga et al., 2009; Pitanga et al., 2011; Briançon et al., 2011) il piano inclinato è oggi riconosciuto come uno dei metodi più adatti per analizzare l'angolo di attrito all'interfaccia a bassa tensione normale.

La procedura di prova si basa sulla norma europea EN ISO 12957-2 (2005) la quale però, come riportato da vari autori in letteratura (Gourc & Reyes Ramirez, 2004; Pitanga et al., 2009; Briançon et al., 2011), non è considerata molto accurata. Di conseguenza Gourc e Reyes Ramirez (2004) e Briançon et al. (2011) hanno proposto due procedure di prova alternative, utilizzando il piano inclinato, al fine di migliorare la valutazione degli angoli di attrito all'interfaccia.

Le tabelle di seguito riportate riassumono sinteticamente i contenuti di vari articoli di letteratura inerenti a prove su piano inclinato eseguite sulle interfacce tra geosintetici. Per ogni articolo è riportato l'autore, la prova Standard di riferimento, il tipo di test, le caratteristiche del dispositivo impiegato, le condizioni di prova, la tensione applicata, i materiali testati e le formule per il calcolo degli angoli d'attrito.

AUTORE	PROVA STANDARD	TIPOLOGIA DI TEST	DIMENSIONI SCATOLA IPT	CONDIZIONI DI TEST IPT	STRESS	MATERIALI	DEFINIZIONE ANGOLI
Briançon et al. 2002	French Standard AFNOR NF P 84-522 (1994) EN ISO 12957-2 (2001)	IPT con campioni di grandi dimensioni	LOWER BOX: 2 m x 1,2 m x 0,3 m UPPER BOX: 1 m x 1 m x 0,5 m.	Velocità di prova: 0,5-3,5°/min. Rilevamento di: – spostamenti scatola superiore – spostamenti scatola superiore e tensione nel GST – forza necessaria a trattenere la scatola superiore Test in diverse condizioni sommerse		Sabbia GMB lisce GMB rugosa GT non tessuti	$\tan\delta = \frac{W_s \sin\beta_r + f_r(\beta_r)}{W_s \cos\beta_r}$ $\tan\delta = \frac{W_s \sin\beta_r + f_r(\beta_r) - \Delta T_{GTx} - \Delta T_{GMB}}{W_s \cos\beta_r}$ $\tan\delta = \frac{W_s \sin\beta_r + f_r(\beta_r) - F_B}{W_s \cos\beta_r}$
Reyes Ramirez e Gourc 2003	EN ISO 12957-2 (2001)	Taglio diretto IPT	LOWER BOX: 0,8 m x 1,3 m UPPER BOX (geosynthetic sample): 0,7 m x 0,18 m	Velocità di prova: 3°/min. Diversi cinematismi: – scivolamento improvviso – scivolamento graduale	5,7 kPa	LOWER GST: GS in HDPE UPPER GST: GT non tessuto GMB in PP GMB in HDPE	
Gourc e Reyes Ramirez 2004	EN ISO 12957-2 (2001)	IPT	LOWER BOX: 0,8 m x 1,3 m UPPER BOX (geosynthetic sample): 0,7 m x 0,18 m	Velocità di prova: 3°/min. Diversi cinematismi: – scivolamento improvviso – scivolamento graduale Tre fasi del test: – fase statica – fase di transizione – fase di scorrimento	5,7 kPa	GMB liscia in HDPE GS in HDPE	$\tan\phi_0^{stat} = \tan\beta_0$ $\tan\phi^{dyn} = \tan\beta_{dyn} - \frac{1}{\cos\beta_{dyn}} \frac{\gamma_c}{g}$

Note: W_s indica il peso del terreno nella scatola superiore; β è l'angolo d'inclinazione del piano inclinato; $f_r(\beta)$ e $F(\beta)$ indicano le forze necessarie a bloccare la scatola superiore, rispettivamente vuota e piena; ΔT e T indicano la forza tangenziale dovuta alla resistenza del sistema di guida e la tensione nel geosintetico; ϕ e δ indicano l'angolo d'attrito; λ indica l'angolo d'attrito con il metodo della forza; γ indica l'accelerazione della scatola superiore; g indica l'accelerazione di gravità

AUTORE	PROVA STANDARD	TIPOLOGIA DI TEST	DIMENSIONI SCATOLA IPT	CONDIZIONI DI TEST IPT	STRESS	MATERIALI	DEFINIZIONE ANGOLI
Pitanga et al. 2011	EN ISO 12957-2 (2005)	IPT a grandi spostamenti	LOWER BOX (geosynthetic sample): 0,8 m x 1,3 m UPPER BOX (geosynthetic sample): 0,7 m x 0,18 m	Velocità di prova: 3°/min Tre tipologie di test: – standard test – test dinamico – test a grandi spostamenti	5 kPa	GMB liscia in HDPE Geospencer	STANDARD TEST: $\tan\phi_0^{stat} = \tan\beta_0$ $\tan\phi_{lim} = \tan\beta_{lim} - \frac{1}{\cos\beta_{lim}} \frac{\gamma_c}{g}$ TEST DINAMICO: $\tan\phi_{lim(dyn)} = \tan\beta_{lim(dyn)} - \frac{1}{\cos\beta_{lim(dyn)}} \frac{\gamma_c}{g}$
Briançon et al. 2011	EN ISO 12957-2 (2005)	IPT	LOWER BOX: 1,2 m x 1 m UPPER BOX: 1 m x 1 m	Velocità di prova: 0,5 - 4°/min Diversi cinematismi: – scivolamento improvviso – scivolamento graduale Tre fasi del test: – fase statica – fase di transizione – fase di scorrimento Nuova procedura: metodo della forza	5 kPa	GMB liscia (HDPE, PVC, PP, EPDM) GCD	$\tan\delta = \frac{W_s \sin\beta_r + f_r(\beta_r) - F(\beta)}{W_s \cos\beta_r}$ $\tan\delta = \frac{W_s (\sin\beta_r - \frac{\gamma}{g}) + f_r(\beta_r) - F(\beta)}{W_s \cos\beta_r}$
Stoltz et al. 2012	EN ISO 12957-2 (2005)	IPT	UPPER BOX : 1 m x 1 m	Velocità di prova: 1,5°/min Procedura per determinare l'angolo d'attrito residuo con sistema a molla, valida per scorrimento uniforme.	4 kPa	GMB – GT	$\tan\phi_{peak} = \frac{T_{peak}}{W_s \cos\beta_{peak}}$ $\tan\phi_{res} = \left(\frac{T}{N}\right)_{res}$
Carbone et al. 2013	EN ISO 12957-2 (2005)	IPT	LOWER BOX (geosynthetic sample): 0,8 m x 1,3 m UPPER BOX (geosynthetic sample): 0,7 m x 0,18 m	Velocità di prova: 3 ± 0,5°/min Confronto tra Standard Test, Test con rilevamento spostamenti e test con rilevamento della forza Tre fasi della prova: – Fase statica – Fase di transizione – Fase di scorrimento	5 kPa	GT– GMB Geonet – GMB GCD – GMB	Standard test $\tan\phi_{stan} = \tan\beta_{50}$ Fase 1 $\tan\lambda_0 = \tan\phi_0 = \tan\beta_0$ Fase 2 $\tan\lambda_s = \tan\phi_s = \tan\beta_s - \frac{1}{\cos\beta_s} \frac{\gamma_c}{g}$ Fase 3 $\tan\lambda_{lim} = \tan\phi_{lim} = \tan\beta_{lim} - \frac{F(\beta)}{W \cos\beta_{lim}}$

Note: W_s indica il peso del terreno nella scatola superiore; β è l'angolo d'inclinazione del piano inclinato; $f_r(\beta)$ e $F(\beta)$ indicano le forze necessarie a bloccare la scatola superiore, rispettivamente vuota e piena; ΔT e T indicano la forza tangenziale dovuta alla resistenza del sistema di guida e la tensione nel geosintetico; ϕ e δ indicano l'angolo d'attrito; λ indica l'angolo d'attrito con il metodo della forza; γ indica l'accelerazione della scatola superiore; g indica l'accelerazione di gravità.

3.2.1 DISPOSITIVO DI PIANO INCLINATO

La norma europea EN ISO 12957-2 (2005) descrive il metodo per determinare l'angolo d'attrito all'interfaccia geosintetico - terreno in condizioni di basse tensioni normali con l'apparecchio a piano inclinato e le specifiche variazioni per l'interfaccia geosintetico - geosintetico. Inizialmente tale metodo era utilizzato come test in sito per terreni specifici.

In ogni test d'attrito, la forza normale all'interfaccia deve essere applicata in modo tale da ottenere una distribuzione regolare su tutta la superficie del campione. La norma indica che la tensione normale inizialmente applicata deve essere pari a $5,0 \pm 0,1$ kPa. L'apparecchiatura inoltre deve essere dotata di un meccanismo che consenta al piano di sollevarsi in modo lento e uniforme alla velocità di $3 \pm 0,5$ gradi al minuto. Il geosintetico deve essere fissato all'apparecchiatura in modo da limitare eventuali spostamenti relativi tra geosintetico e piano. Il fissaggio può avvenire in diversi modi:

- cucitura o incollaggio
- Impiego di un supporto ruvido ad alta frizione
- Ancoraggio al di fuori dell'area di contatto.

Le dimensioni minime per la scatola superiore sono: $L_u = 0,3$ m lungo la direzione di spostamento e $B_u = 0,3$ m in direzione trasversale allo spostamento. Per la scatola inferiore le dimensioni minime sono: $L_l = 0,4$ m, $B_l = 0,325$ m.

L'apparecchiatura con piano inclinato consiste in una piastra liscia rigida impernata su un lato. Nel caso di interfaccia geosintetico-geosintetico, il provino superiore è fissato saldamente alla scatola superiore, mentre quella inferiore è fissato al supporto inclinato.

In letteratura molto spesso vengono descritti esperimenti effettuati con dispositivi a piano inclinato diversi da quello indicato dalla norma. Reyes-Ramirez e Gourc, (2003) propongono un " dispositivo a piano inclinato modificato " che permette di testare le interfacce tra geosintetici permettendo grandi spostamenti (Figura 3.7 Dispositivo piano inclinato (Reyes Ramirez e Gourc, 2003). Questa modifica consiste nel ridurre la larghezza della scatola superiore in direzione dello spostamento ($L_u = 0,18$ m) e di conseguenza del campione geosintetico, che scivola sul geosintetico inferiore, fissato al piano mobile ($B_s = 0,80$ m, $L_s = 1,30$ m). Inoltre la scatola superiore, precedentemente riempita di terreno, è stata sostituita da un piatto mobile, sul quale il campione di geosintetico è incollato ($L_u = 0,18$ m e $B_u = 0,7$ m). La lunghezza del supporto mobile è stata ridotta per permettere di osservare le proprietà all'interfaccia in condizioni di grandi spostamenti. Il dispositivo, oltre al supporto rigido inferiore, alla piastra di legno superiore, al sistema di inclinazione motorizzato e al sensore di spostamento, è munito di:

- Una piastra metallica mobile incollata alla piastra di legno
- Piastre metalliche di dimensioni pari a quelle della piastra di legno, alte 0,02m e di peso 216N, utilizzate come sovraccarico.

È inoltre possibile sostituire il piatto superiore con una scatola riempita di terreno per eseguire test sull'interfaccia terreno-geosintetico.

La velocità d'inclinazione può essere fatta variare da 0,5 a 4°/min e il sistema di guida in cui scorre il piatto superiore viene considerato privo di attrito.

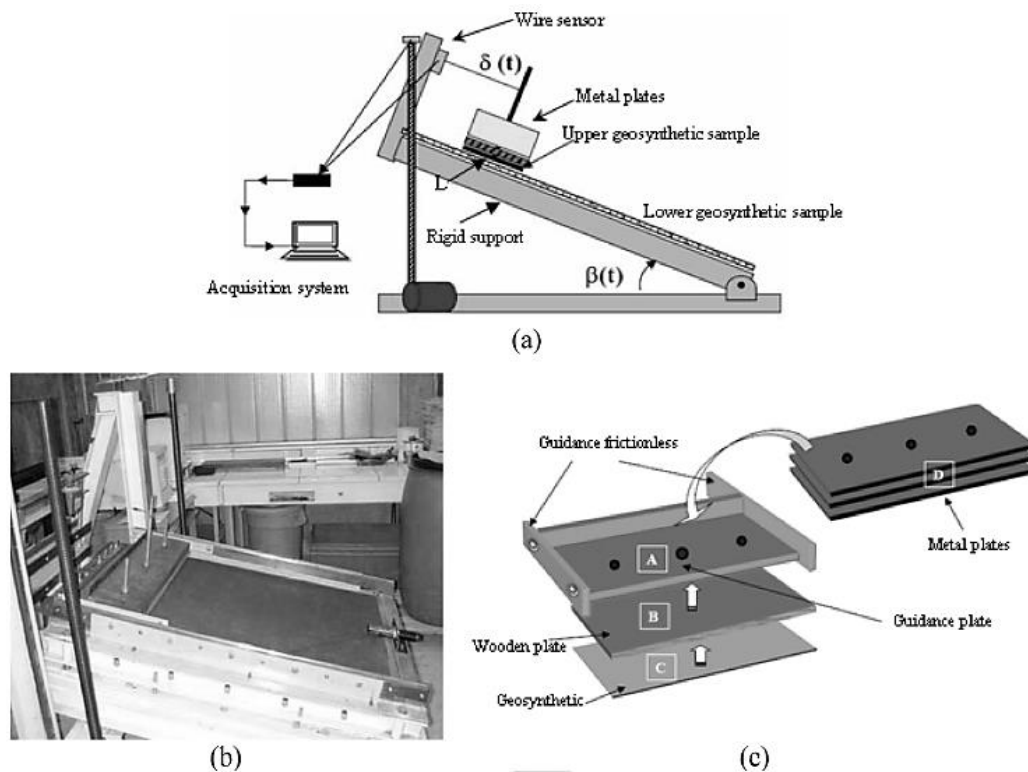


Figura 3.7 Dispositivo piano inclinato (Reyes Ramirez e Gourc, 2003)

Briançon et al. (2002) presentano un diverso dispositivo a piano inclinato che, grazie alle maggiori dimensioni, al sistema d'inclinazione motorizzato e al sistema di misurazione computerizzato permette una migliore caratterizzazione dell'attrito nelle interfacce tra geosintetici. Tale dispositivo è costituito da una scatola inferiore e una superiore. Quest'ultima può muoversi lungo un sistema di rotaie posizionato sulla scatola inferiore. Entrambe le scatole possono essere riempite di terreno e, grazie alle loro dimensioni (scatola inferiore: 2m x 1,2m x 0,3m; scatola superiore: 1m x 1m x 0,5m), possono essere eseguite prove a grandi spostamenti. I campioni di geosintetici sono posizionati tra le due scatole e sono dotati di sensori di forza che ne rilevano la tensione. La scatola scorrevole è collegata con la struttura del piano inclinato attraverso un cavo, munito di sensore di forza.

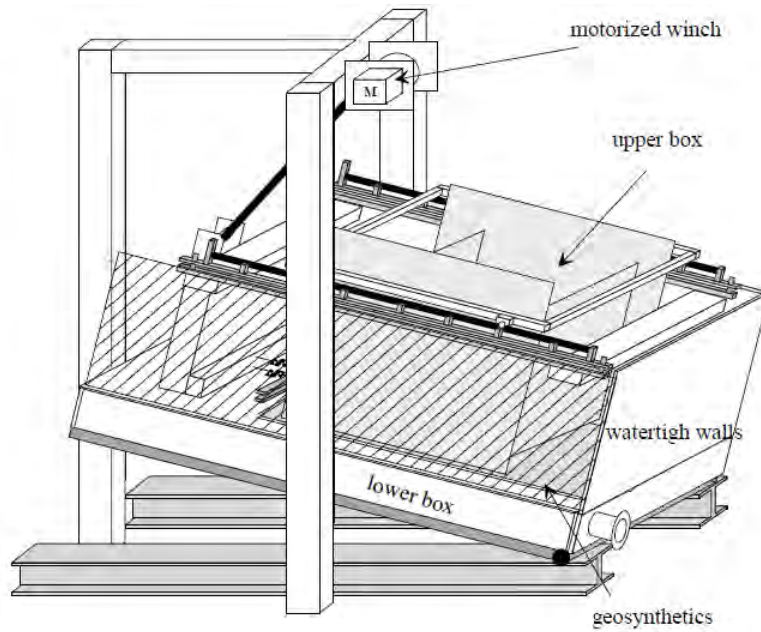


Figura 3.8 Dispositivo piano inclinato modificato (Briançon et al., 2002)

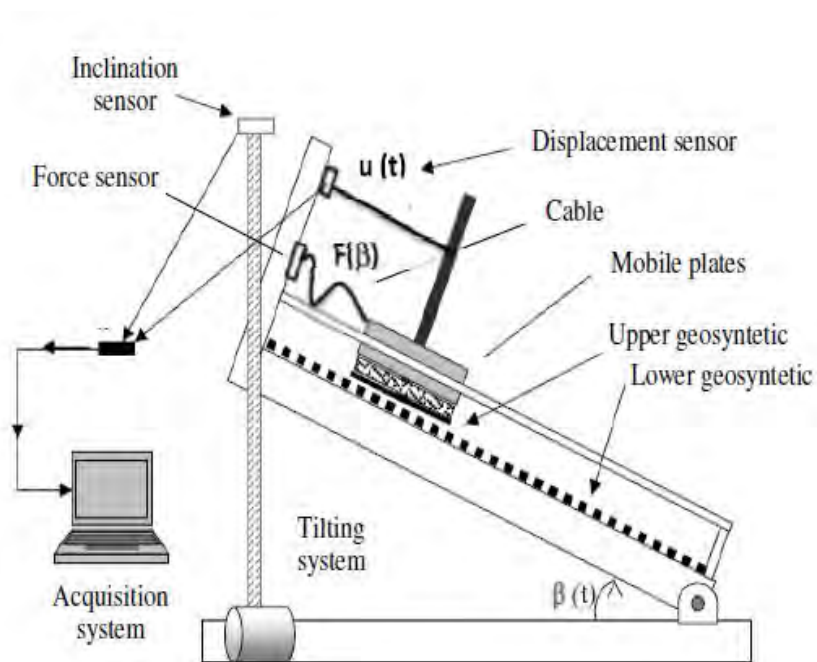


Figura 3.9 Dispositivo piano inclinato modificato (Carbone et al., 2012)

3.2.2 PROCEDURA STANDARD EN ISO 12957-2 (2005)

L'angolo d'attrito all'interfaccia, ϕ_{50} , è associato all'inclinazione del piano inclinato β_{50} alla quale corrisponde uno spostamento u della scatola scorrevole pari a 50 mm. L'angolo è calcolato utilizzando l'equilibrio statico lungo la direzione di scorrimento:

$$W \sin \beta_{50} - N \tan \phi_{50} = 0 \quad (3.1)$$

L'equilibrio in direzione ortogonale al piano risulta:

$$W \cos \beta_{50} = N \quad (3.2)$$

dove N è la reazione che bilancia la componente normale del peso della scatola superiore. Attraverso la combinazione delle due equazioni di equilibrio, è possibile ricavare il valore di angolo d'attrito standard:

$$\tan \phi_{50} = \tan \beta_{50} \quad (3.3)$$

3.2.3 METODO DELLO SPOSTAMENTO

L'angolo d'attrito ϕ_{50} calcolato con l'equazione sopra riportata, è ottenuto da un'analisi statica sebbene, nel momento in cui la velocità di scorrimento raggiunge valori significativi, l'analisi all'equilibrio meccanico deve essere condotta utilizzando un approccio dinamico. Per tale motivo Gourc e Reyes Ramirez (2004) propongono una nuova procedura di prova utilizzando un dispositivo modificato e considerando l'accelerazione che la scatola superiore manifesta durante lo scorrimento. Tale metodo di analisi, detto metodo dello spostamento, si basa su un approccio di tipo dinamico. Dai risultati dei test eseguiti con l'apparecchio modificato, Gourc e Reyes Ramirez suddividono lo scorrimento della scatola superiore in tre fasi principali:

- Fase 1 (fase statica): la scatola superiore è immobile (spostamento approssimativamente nullo) finché l'angolo d'inclinazione del piano non raggiunge l'angolo critico β_0 ;
- Fase 2 (fase di transizione): con l'aumento dell'angolo d'inclinazione oltre β_0 , la scatola superiore inizia a scorrere gradualmente con accelerazione crescente;
- Fase 3 (fase di scorrimento): per un angolo d'inclinazione $\beta = \beta_s$ la scatola superiore inizia a scorrere con accelerazione costante γ_c e velocità crescente, sebbene l'angolo d'inclinazione non venga aumentato ulteriormente.

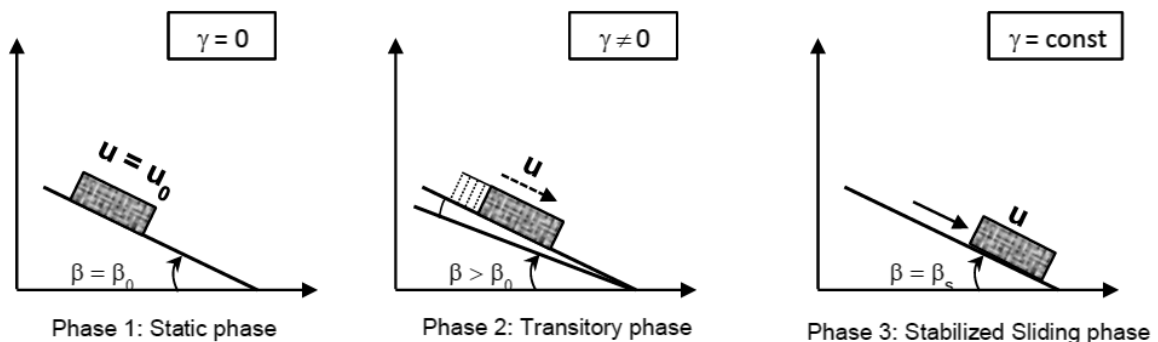


Figura 3.10 Fasi della prova eseguita con il piano inclinato secondo il metodo dello spostamento (Carbone et al., 2013)

Durante la fase 1, all'inizio dello scorrimento ($u = 1 - 2 \text{ mm}$), è valida la seguente equazione, in condizioni statiche:

$$\tan\phi_0 = \tan\beta_0 \quad (3.4)$$

dove β_0 è l'angolo d'inclinazione del piano che precede l'inizio dello scorrimento e corrisponde all'angolo d'attrito statico ϕ_0 .

Durante la fase 2, secondo Gourc e Rayez Ramirez (2004) e come confermato da Pitanga (2009), si possono verificare due comportamenti diversi (Figura 3.11):

- Scorrimento improvviso (sudden sliding): brusco spostamento della scatola superiore con angolo d'inclinazione $\beta_0 \sim \beta_s$
- Scorrimento sussultante o graduale (jerky or gradual sliding): lo spostamento u aumenta con l'inclinazione del piano in maniera progressiva o con comportamento stick-slip (fenomeno adesione-scorrimento).

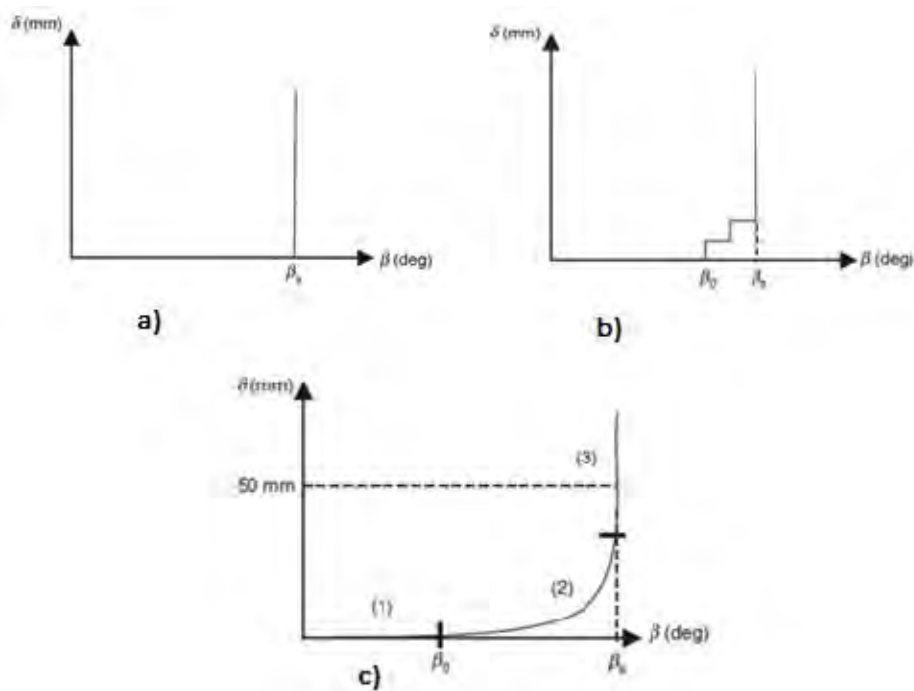


Figura 3.11 Meccanismi di scorrimento: scivolamento improvviso (a), scivolamento sussultante (b), scorrimento graduale (c) (Gourc e Reyes Ramirez, 2004)

Come dimostrato da Gourc e Reyes Ramirez (2004), la fase 3 inizia quando l'accelerazione raggiunge un valore costante. In tali condizioni le equazioni di equilibrio statico devono essere sostituite dalle seguenti relazioni in condizioni dinamiche:

$$W \sin\beta_s - N \tan\phi_s = W \frac{\gamma_c}{g} \quad (3.5)$$

$$W \cos\beta_s = N \quad (3.6)$$

dove γ_c rappresenta l'accelerazione costante della scatola superiore.

Il valore dell'angolo d'attrito dinamico ϕ_s è ottenuto dalla combinazione delle equazioni sopra riportate:

$$\tan\phi_s = \tan\beta_s - \frac{1}{\cos\beta_s} \frac{\gamma_c}{g} \quad (3.7)$$

dove β_s è l'inclinazione del piano per la quale l'accelerazione della scatola diventa costante.

Se si verifica $\beta = \beta_0 = \beta_s$, avviene una transizione improvvisa da fase statica a fase di scorrimento non stabilizzato. Questa transizione avviene in seguito ad uno scivolamento di pochi millimetri. L'inizio del movimento richiede dunque che sia valida la relazione:

$$\tan\phi_0 > \tan\phi_s \quad (3.8)$$

Quindi lo scivolamento improvviso deriva da una diminuzione del valore d'attrito all'interfaccia con lo scorrimento della scatola superiore. Per $\beta = \beta_s$ l'accelerazione raggiunge il valore costante, al quale corrisponde il minimo valore dell'angolo d'attrito dinamico. Il comportamento a scivolamento improvviso è rappresentato dalla Figura 3.12. Al contrario, quando l'attrito all'interfaccia aumenta con lo scorrimento della scatola, è necessario un aumento dell'angolo d'inclinazione del piano da β_0 a β_s per raggiungere lo scorrimento non stabilizzato. In questo caso si verifica il comportamento a scivolamento graduale:

$$\tan\phi_0 < \tan\phi_s \quad (3.9)$$

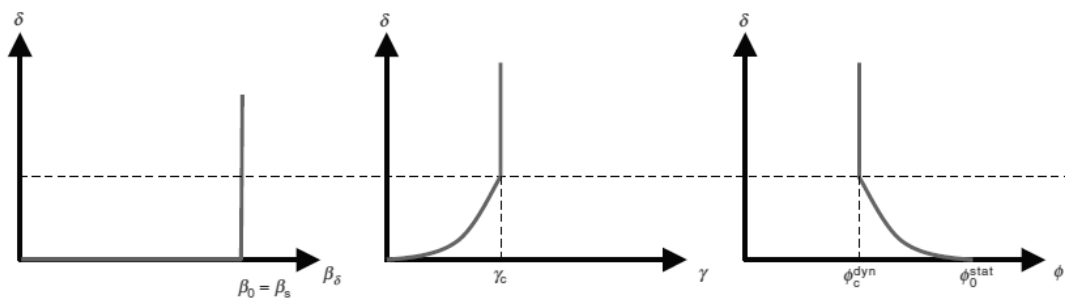


Figura 3.12 Condizioni meccaniche relative allo scorrimento improvviso (Gourc e Reyes Ramirez, 2004)

È interessante osservare come un'inversione della disposizione dei geosintetici possa comportare una capovolgimento del comportamento dell'interfaccia. In Pitanga et al. (2011) è valutato l'angolo d'attrito tra una geomembrana (GMB) e uno geospaziatore (GS), utilizzando il metodo dello spostamento sulle reciproche disposizioni: $GMB^{(L)} - GS^{(U)}$ e $GS^{(L)} - GMB^{(U)}$. La prima disposizione dà luogo ad uno scorrimento improvviso mentre la seconda dà luogo ad uno scivolamento graduale. Si può notare dunque come l'attrito all'interfaccia sia mobilitato in diversi modi in relazione alla posizione reciproca dei geosintetici. Il valore dell'angolo d'attrito $\beta_0 = \phi_0$ è lo stesso nei due casi in accordo con la simmetria del problema, data dall'assenza di spostamenti reciproci. Nel momento in cui inizia lo scorrimento ($\beta > \beta_0$) la configurazione non è più simmetrica poiché lo scorrimento non è uguale nei due casi. La differenza di comportamento aumenta con lo spostamento e raggiunge il valore massimo nella fase 3 ($\beta = \beta_s$). Il motivo della differenza di comportamento delle due interfacce è la diversa alterazione della superficie, dovuta allo sfregamento. Lo scorrimento infatti comporta una maggior alterazione nella superficie del GS rispetto quella della GMB, la quale possiede una bassa sensibilità al danneggiamento.

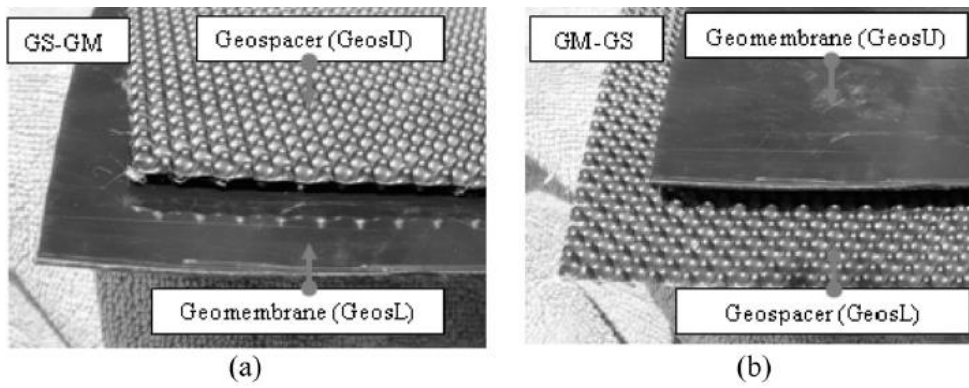


Figura 3.13 Inversione della posizione reciproca dei geosintetici (Pitanga et al., 2011)

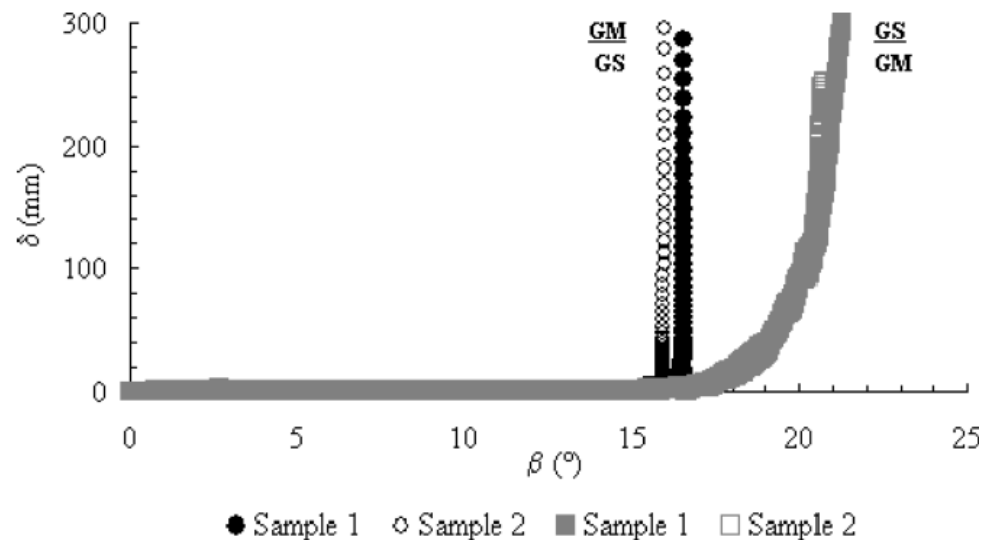


Figura 3.14 Effetto sul comportamento meccanico di scivolamento associato all'inversione della posizione reciproca dei geosintetici (Pitanga et al., 2011)

3.2.4 METODO DELLA FORZA

Briançon et al. (2011) propongono una nuova procedura, denominata metodo della forza, al fine di evitare la valutazione dell'accelerazione del blocco scorrevole, operazione inevitabile nel metodo dello spostamento. Il metodo della forza propone di calcolare l'angolo d'attrito all'interfaccia, definito in questo caso δ , misurando la forza necessaria a trattenere il blocco in posizione di equilibrio statico sul piano inclinato, successivamente al raggiungimento di un valore limite di scorrimento u_{lim} e d'inclinazione $\beta = \beta_{lim}$. Il blocco è collegato all'apparecchio strumentale per mezzo di un cavo, inizialmente lento, al quale è connesso un sensore di forza. Durante la prova l'inclinazione del piano è aumentata gradualmente. Nel momento in cui il blocco percorre il massimo spostamento u_{lim} , il cavo entra in trazione e da questo momento si misura la forza $F(\beta)$. Il test è composto da tre parti (Figura 3.15):

- Step 1: fase statica in cui il blocco è fermo rispetto al piano inferiore, durante il processo d'inclinazione ($\beta < \beta_0$);
- Step 2: fase di transizione in cui il blocco scivola, gradualmente o improvvisamente, finché, una volta raggiunto u_{lim} , il cavo si tende ($\beta_0 \leq \beta \leq \beta_{lim}$); il blocco è in stato dinamico;
- Step 3: corrisponde alla condizione in cui il filo è teso dopo lo scorrimento; in questa fase si registra la variazione di $F(\beta)$ durante il processo di inclinazione del piano ($\beta > \beta_{lim}$). La scatola scorrevole può essere considerata in equilibrio statico rispetto al piano sottostante se l'allungamento del cavo è trascurabile.

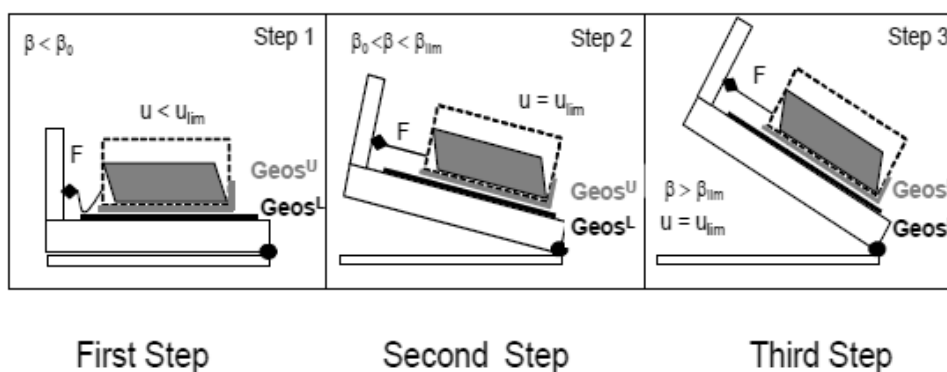


Figura 3.15 Fasi della procedura secondo il metodo della forza (Briançon et al., 2011)

Durante la fase 1 in cui $F(\beta) = 0$ e la fase 3 in cui $F(\beta) > 0$, l'analisi all'equilibrio può essere condotta considerando rispettivamente una condizione statica e una pseudo-statica:

$$W \sin \beta - N \tan \delta - F(\beta) = 0 \quad (3.10)$$

$$W \cos \beta = N \quad (3.11)$$

Dalla combinazione delle due equazioni d'equilibrio in direzione longitudinale e ortogonale al moto si ottiene la formula per il calcolo dell'angolo d'attrito δ :

$$\tan \delta = \tan \beta - \frac{F(\beta)}{W \cos \beta} \quad (3.12)$$

dove W è il peso totale della scatola superiore e $F(\beta)$ è la forza richiesta per tenerla bloccata sul piano inclinato.

Durante la fase 2, durante la quale il blocco è in movimento, è necessario considerare un'analisi all'equilibrio dinamico, utilizzando le seguenti relazioni:

$$W \sin \beta - N \tan \delta - F(\beta) = w \frac{\gamma}{g} \quad (3.13)$$

$$W \cos \beta = N \quad (3.14)$$

dalle quali risulta:

$$\tan \delta = \frac{w \left(\sin \beta - \frac{\gamma}{g} \right) - F(\beta)}{W \cos \beta} \quad (3.15)$$

La durata della fase 2 è relazionata al valore di u_{lim} , in corrispondenza del quale il cavo risulta teso ($F(\beta) > 0$). Nonostante ciò, come indicato da Briançon et al. (2011) e da Carbone et al. (2012), l'accelerazione γ generalmente non è rilevata e di conseguenza dal test è possibile ricavare due valori di angolo d'attrito, corrispondenti alla fase 1 (δ_0) e alla fase 3 (δ_{lim}).

Per semplicità si considera il parametro λ , il quale rappresenta l'angolo d'attrito valutato durante l'intero test nel metodo della forza:

– Step 1:

$$\tan \lambda_0 = \tan \delta_0 = \tan \beta_0 \quad (3.16)$$

– Step 2:

$$\tan \lambda = \tan \delta - \frac{\gamma}{g \cos \beta} \quad (3.17)$$

– Step 3:

$$\tan \lambda_{lim} = \tan \delta_{lim} = \tan \beta - \frac{F(\beta)}{W \cos \beta} \quad (3.18)$$

Come nel metodo dello spostamento, anche nel metodo della forza si distinguono due tipologie di comportamento: scivolamento improvviso e graduale. Per capirne meglio la differenza si riporta in seguito un'analisi sperimentale eseguita da Carbone et al. (2012). Per l'analisi sono stati utilizzati due geosintetici, un geotessuto non tessuto e una geomembrana liscia in HDPE. In relazione alla disposizione dei due geosintetici (GTX^U - GMB^L o GMB^U - GTX^L) si verificano due comportamenti diversi.

Nel primo caso, GTX^U - GMB^L , il meccanismo di scivolamento è di tipo improvviso (sudden sliding). Per analizzare nel dettaglio le caratteristiche dell'interfaccia, si suddivide la prova nelle tre fasi precedentemente menzionate:

- Durante la fase 1, in cui $\beta < \beta_0$, la mobilitazione dell'angolo d'attrito è parziale e la forza motrice ($W \sin \beta$) è minore della forza resistente massima ($W \sin \beta \tan \delta$); il parametro λ cresce fino al valore di picco, in corrispondenza del quale si ha mobilitazione della forza $F(\beta)$. È possibile dunque definire un angolo d'attrito δ_0 per un'inclinazione del piano β_0 , corrispondente all'inizio dello scorrimento. In questa fase vale la formula (3.16) e il valore

$\lambda_0 = \delta_0$ corrisponde al massimo valore dell'angolo d'attrito. Raggiunta la pendenza β_0 la forza $F(\beta)$ aumenta.

- Durante la fase 2 la forma della curva dipende dal tipo di interfaccia testata. La forza F continua ad aumentare e l'inclinazione del piano passa da β_0 a β_{lim} .
- Alla fine dello scivolamento ($u = u_{lim}$ e $\beta = \beta_{lim}$) inizia la fase 3. La forza motrice è maggiore della forza resistente e di conseguenza si verifica la piena mobilitazione dell'attrito. La forza $F(\beta)$ del cavo aumenta per equilibrarne la differenza. Può verificarsi uno scorrimento aggiuntivo ($u > u_{lim}$) in seguito ad un possibile allungamento del cavo. Generalmente il valore di λ , in funzione di β , raggiunge un valore costante. Utilizzando l'equazione (3.18) si ricava il secondo parametro caratteristico, $\lambda_{lim} = \delta_{lim}$, relativo alla condizione pseudo-statica ($\beta > \beta_{lim}$).

Invertendo la disposizione dei geosintetici (GMB^U-GTX^L) si ottiene un comportamento diverso dell'interfaccia. In questo caso il meccanismo è di scivolamento graduale (gradual sliding) e i valori degli angoli d'attrito caratteristici variano rispetto al caso precedente. Il diverso comportamento deriva da diverse caratteristiche e proprietà dell'interfaccia. La fase iniziale del test (fase 1) è del tutto uguale al caso precedente ma per le fase 2 e 3 si osservano delle differenze dovute alla non simmetria della configurazione durante lo scivolamento. La medesima osservazione è espressa anche in Briançon et al. (2011), in cui si esaminano le tre fasi della prova:

- Fase 1: è più complicato definire un angolo β_0 nel caso di scorrimento graduale; si considera quindi l'angolo d'inclinazione β_0 per il quale si manifesta uno spostamento della scatola superiore pari a $u = 1 - 2 \text{ mm}$. L'angolo d'attrito può essere calcolato con l'equazione (3.16);
- Poiché lo spostamento della scatola non avviene in modo improvviso, il cavo non entra immediatamente in tensione. Di conseguenza il cavo si tende nel momento in cui $\beta = \beta_{peak} < \beta_{lim}$ e $\lambda = \lambda_{peak}$.
- Nella fase 3, come nel caso precedentemente illustrato, è possibile determinare un secondo parametro caratteristico, $\lambda_{lim} = \delta_{lim}$, in seguito alla stabilizzazione del sistema, raggiunta per $\beta = \beta_{lim}$.

Si riportano nella tabella seguente i risultati sperimentali che mettono a confronto la procedura Standard, il metodo dello spostamento e il metodo della forza per le due interfacce analizzate (Carbone et al. 2012).

Tabella 4 Angoli d'attrito all'interfaccia determinati con metodi diversi su due reciproche interfacce (Carbone et al., 2012)

(GeosU)	Standard Procedure	Displacement Procedure			Force Procedure	
	ϕ_{stan} (°)	ϕ_0 (°)	ϕ_1 (°)	γ (m/s ²)	δ_0 (°)	δ_{lim} (°)
(GeosL)						
GTX	16.2	15.6	10.9	0.9	15.6	12.6
GMB						
GMB	14.0	13.3	14.7	0.004	12.0	11.7
GTX						

3.2.4.1 CONFRONTO TRA STANDARD PROCEDURE, DISPLACEMENT PROCEDURE E FORCE PROCEDURE

Da numerose prove di laboratorio (Gourc e Rayez Ramirez 2004; Pitanga 2009; Pitanga 2011; Carbone et al. 2012) eseguite con il metodo dello spostamento e con il metodo della forza, risulta evidente come la procedura Standard non sia conservativa. Infatti i valori di ϕ_{50} risultano maggiori rispetto agli angoli ricavati dalle altre prove. Questo aspetto, unito al fatto che nella procedura Standard sono utilizzate erroneamente le condizioni statiche di equilibrio, suggerisce di approfondire, in fase di progettazione, le caratteristiche d'attrito all'interfaccia con prove opportune che rappresentino in modo più realistico possibile le condizioni in fase d'esercizio.

I risultati del metodo dello spostamento e del metodo della forza sono comparabili ed entrambi sono maggiormente conservativi rispetto alla procedura Standard. Tuttavia l'applicazione del metodo dello spostamento non sempre risulta fattibile a causa delle difficoltà correlate alla misura dell'accelerazione, in particolar modo nel caso dello scivolamento graduale. Il metodo della forza propone come parametro chiave nell'analisi dell'attrito all'interfaccia tra due geosintetici, l'angolo d'attrito limite, δ_{lim} . Tale metodo presenta diversi vantaggi (Briçon et al. 2011):

- Condizioni sperimentali e monitoraggio semplici;
- Angolo d'attrito δ_{lim} non sensibile alle condizioni di prova;
- Angolo d'attrito δ_{lim} parametro intrinseco dell'interfaccia in quanto indipendente da spostamenti relativi;
- Possibilità di ricavare il valore d'attrito residuo, assimilabile all'angolo δ_{lim} (δ_0 è assimilabile al valore di picco dell'angolo).

La scelta dell'angolo d'attrito δ_{lim} in fase di progettazione, è inoltre giustificata da osservazioni in campo: modesti spostamenti relativi si verificano durante la costruzione dei GLS. Rimangono tuttavia ancora da indagare importanti questioni legate alla procedura della forza:

- Valutazione del valore limite di spostamenti in corrispondenza del quale il cavo risulta teso;
- Valutazione dell'influenza della rigidità del cavo;
- Applicabilità del metodo a diverse interfacce geosintetico-geosintetico e terreno-geosintetico.

3.2.5 METODO DELL'ATTRITO RESIDUO

Stoltz et al. (2012) propongono una variante del metodo della forza per determinare, con il piano inclinato, le proprietà d'attrito residuo all'interfaccia. La procedura, come nel caso del metodo della forza proposto da Briançon et al. (2011), si basa sulla misura della forza richiesta per trattenere il blocco in equilibrio. La principale differenza consiste nel collegamento tra scatola superiore e struttura del piano inclinato. Stoltz utilizza infatti una molla anziché un cavo lento per permettere spostamenti molto lenti della scatola scorrevole, ottenendo una configurazione quasi statica per ogni pendenza del piano. La forza misurata F è legata allo spostamento tangenziale u attraverso la seguente relazione:

$$F = ku \quad (3.19)$$

dove k (Nm^{-1}) è la costante elastica che dipende dal tipo di molla, scelto con lo scopo di raggiungere uno spostamento di 20 mm a fine prova e mantenere un'accelerazione trascurabile durante il test.

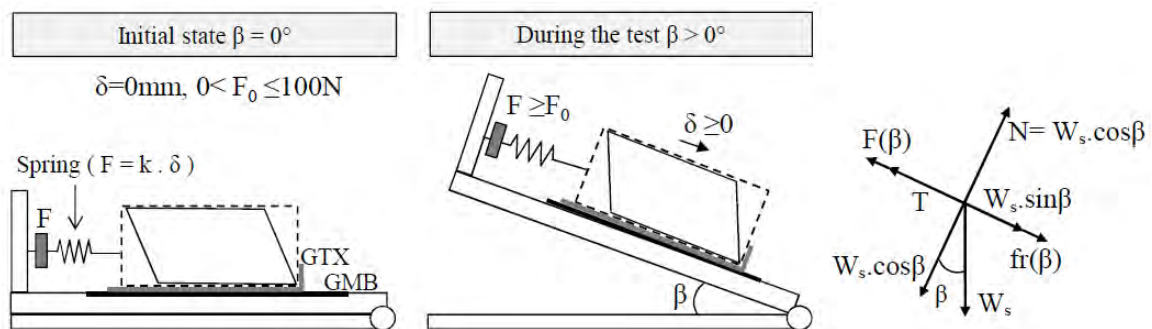


Figura 3.16 Schema relativo al metodo dell'attrito residuo (Stoltz e Vidal, 2013)

Anche questa tipologia di prova è composta da diverse fasi:

- Inizialmente la molla è leggermente in trazione per una forza inferiore o uguale a 100 N. Questa forza permette di evitare che si generi accelerazione della scatola. L'angolo di inclinazione del piano β nel frattempo viene incrementato;
- In corrispondenza di un angolo β_0 , funzione del tipo di interfaccia analizzata, inizia lo scorrimento della scatola ($u > 0$). L'inclinazione del piano continua ad aumentare. La costante elastica della molla induce uno scorrimento uniforme e il rilevamento della forza permette di determinare la forza d'attrito T , utilizzando l'equilibrio:

$$\tan\phi = \frac{T}{W_s \cos\beta} = \frac{W_s \sin\beta + f_r(\beta) - F(\beta)}{W_s \cos\beta} \quad (3.20)$$

dove T è la forza d'attrito, W_s è il peso della scatola superiore, f_r è la forza necessaria a trattenere la scatola superiore vuota e F è la forza misurata dal sensore di forza. Si osserva che l'equazione (3.20) è valida nei seguenti casi:

- La scatola mobile è in condizioni statiche (condizioni che si verificano prima dello scorrimento);
- La scatola mobile è in moto uniforme (condizione raggiunta nell'ultima parte del test);
- La scatola mobile ha un'accelerazione γ trascurabile (condizione che si verifica all'inizio dello scorrimento).

La prova dell'angolo d'attrito residuo permette quindi di determinare ϕ_{res} per un'interfaccia tra geosintetici in condizioni di moto di scorrimento uniforme.

Le caratteristiche di resistenza d'attrito dell'interfaccia sono deducibili dalla curva $(\beta, T/N)$ (Figura 3.17). Se la curva $(\beta, T/N)$ presenta un picco, corrispondente al massimo valore d'attrito, e un valore residuo, corrispondente al valore ultimo della forza d'attrito, è possibile determinare due angoli d'attrito all'interfaccia, ϕ_{peak} e ϕ_{res} utilizzando le seguenti equazioni:

$$\tan\phi = \left(\frac{T}{N}\right)_{peak} = \frac{T_{peak}}{W_s \cos\beta_{peak}} \quad (3.21)$$

$$\tan\phi = \left(\frac{T}{N}\right)_{res} \quad (3.22)$$

L'equazione del diagramma di forze che include la forza dinamica derivante dall'accelerazione, è la seguente:

$$\tan\phi = \frac{T}{W_s \cos\beta} = \frac{W_s(\sin\beta - \frac{\gamma}{g}) + f_r(\beta) - F(\beta)}{W_s \cos\beta} \quad (3.23)$$

L'equazione (3.23) si semplifica nella forma (3.20) nel caso in cui $\sin\beta \gg \gamma/g$ (condizione necessaria affinché possa essere utilizzata l'equazione (3.20)). Se tale condizione non si verifica è necessario utilizzare una molla diversa con una costante elastica adeguata.

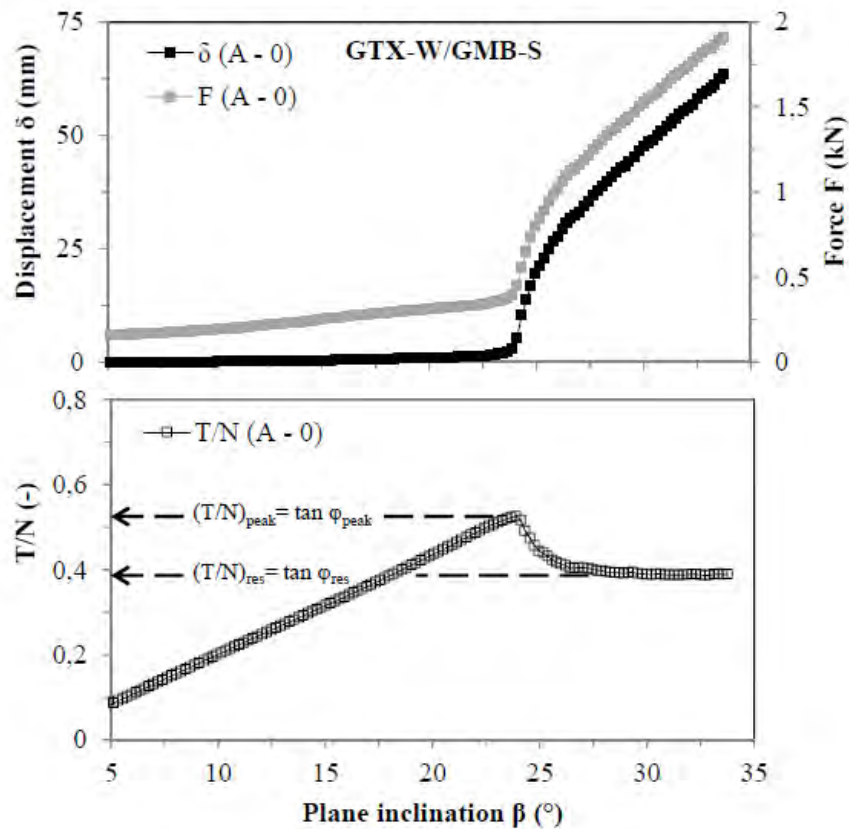


Figura 3.17 Risultati ottenuti con il metodo dell'attrito residuo (Stoltz e Vidal, 2013)

Stoltz et al. (2012; 2013) osservano, per l'interfaccia GMB-GTX, la non intrinsecità di ϕ_{peak} , il quale dipende dalla storia dell'interfaccia, cioè dall'entità degli scorrimenti che essa ha subito. Per quanto riguarda ϕ_{res} , il suo valore rimane invariato per ogni test e non viene alterato dalla successione di prove (Figura 3.18). Dall'osservazione della struttura della superficie della geomembrana attraverso il microscopio elettronico non si rilevano alterazioni che spiegano il motivo per cui l'angolo d'attrito passi dal valore di picco al valore residuo. Di conseguenza si può dedurre che tale andamento della curva ($\beta, T/N$) è una caratteristica del test a piano inclinato. In assenza di danneggiamento della superficie dei geosintetici, l'angolo d'attrito residuo non dipende dalla "sliding history" e tale valore può dunque essere ritenuto un parametro intrinseco dell'interfaccia.

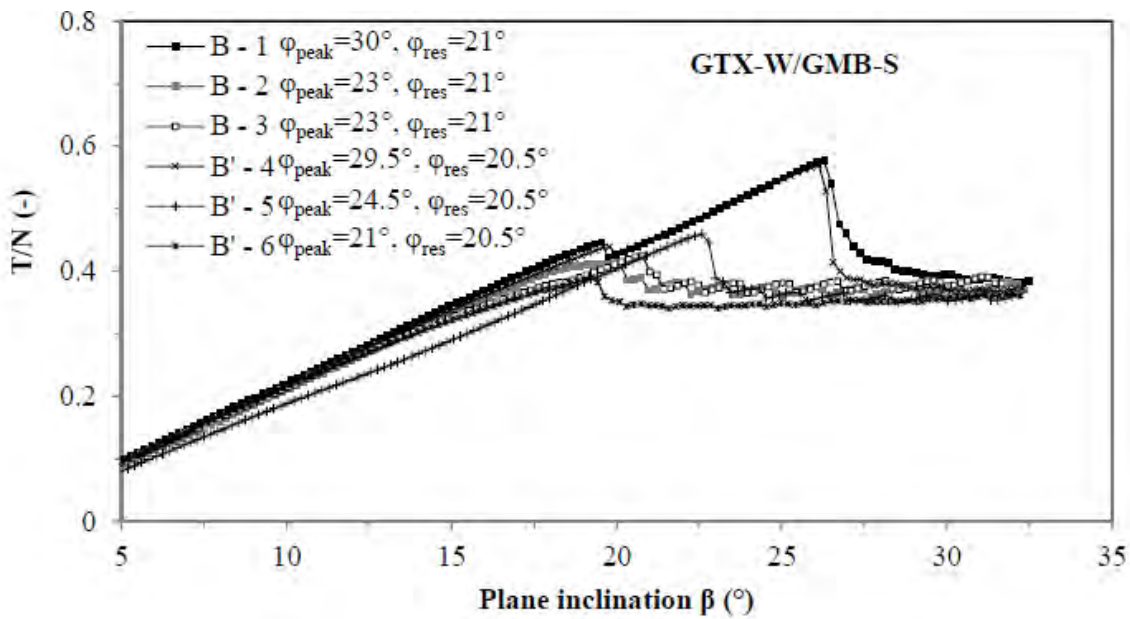


Figura 3.18 Risultati del test del metodo residuo relativi all'interfaccia geotessuto tessuto/geomembrana liscia (Stoltz e Vidal, 2013)

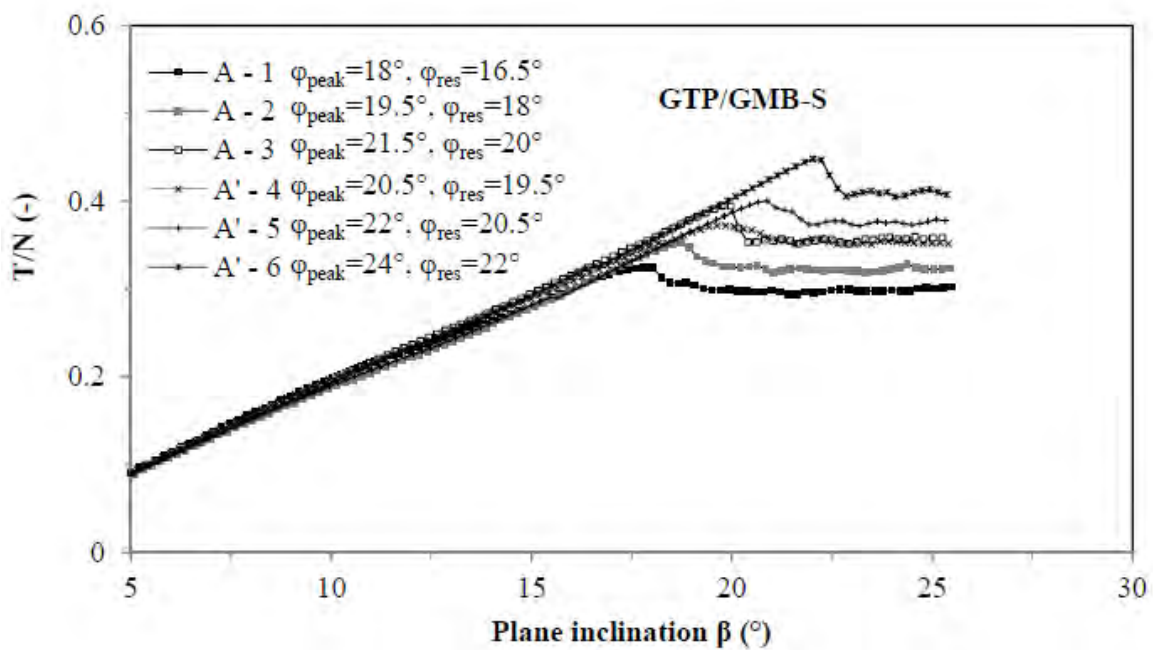


Figura 3.19 Risultati del test del metodo residuo relativi all'interfaccia GTP/geomembrana liscia (Stoltz e Vidal, 2013)

Tale comportamento all'interfaccia non può essere generalizzato a tutti i geosintetici in quanto ogni diverso accoppiamento di questi materiali comporta caratteristiche e proprietà diverse. Il comportamento all'interfaccia tra un GTP (prodotto affine al geotessile quale geogriglia o georete) e una GMB infatti è caratterizzato da un aumento, fino al 25%, sia dell'angolo di picco sia dell'angolo residuo per test in successione (Figura 3.19). Per comprendere il motivo di questa alterazione, è stata

eseguita una scansione della superficie della GMB con il microscopio elettronico a scansione (SEM) prima e dopo le prove. Si nota in modo evidente l'alterazione delle protuberanze della geomembrana, dovute allo scorrimento, la quale comporta l'aumento delle proprietà d'attrito all'interfaccia.

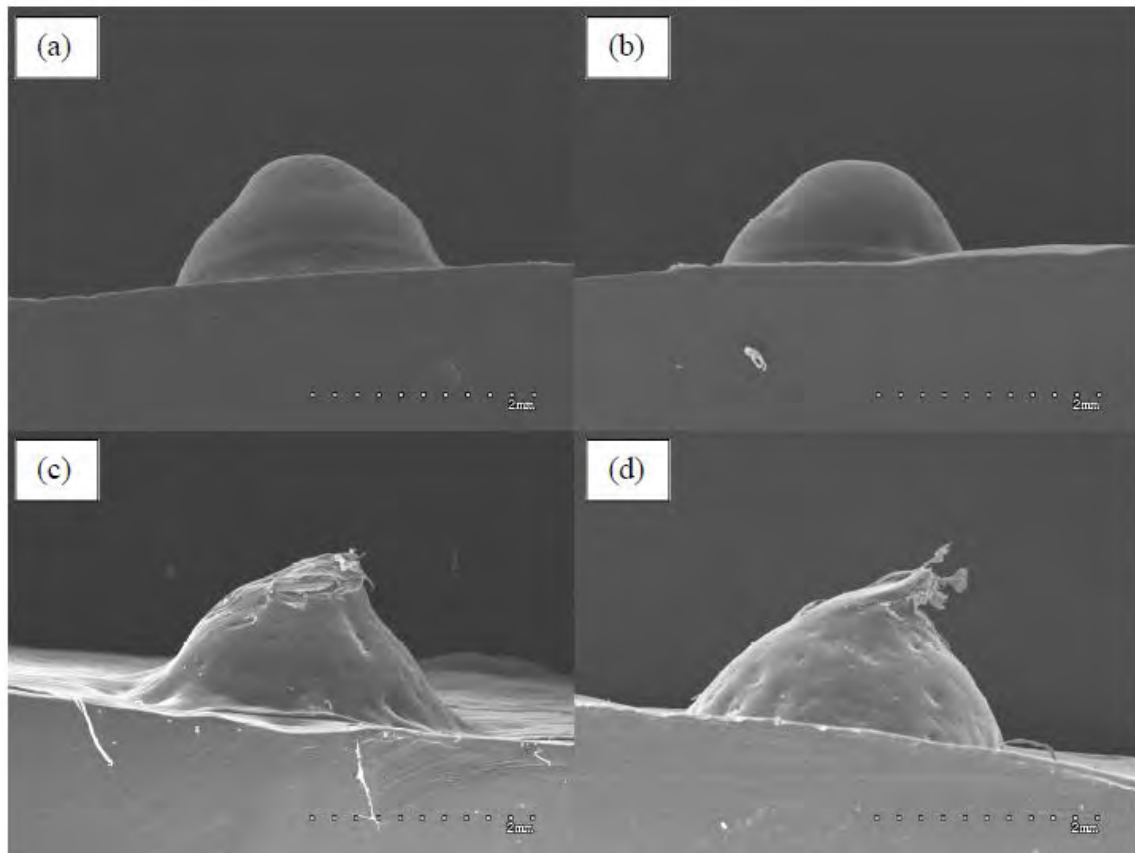


Figura 3.20 Immagine al microscopio elettronico delle asperità di una geomembrana vergine (a) e (b) e di una membrana usurata (c) e (d) (Stoltz e Vidal, 2013)

3.2.6 METODO DINAMICO

Pitanga et al. (2011) propongono una variante del metodo dello spostamento che permette di ottenere il valore di angolo d'attrito in condizioni dinamiche (ϕ_{dyn}) in fase di moto uniformemente accelerato, trascurando la fase iniziale dello scorrimento. La prova consiste nel trattenere il blocco in una determinata posizione e sollevare il piano inclinato fino ad una pendenza $\beta_{dyn} > \beta_{lim}$. Il blocco, una volta rilasciato, inizia a scorrere con moto accelerato. Il valore di ϕ_{dyn} è ottenuto in funzione di β_{dyn} attraverso l'equazione:

$$\tan\phi_{dyn} = \tan\beta_{dyn} - \frac{1}{\cos\beta_{dyn}} \frac{\gamma_c}{g} \quad (3.24)$$

Il valore di ϕ_{dyn} può essere confrontato con il valore di ϕ_{lim} ottenuto dal test dello spostamento (Paragrafo 3.2.3).

Dai risultati sperimentali ottenuti da Pitanga et al. (2011) sull'interfaccia geomembrana-geospaziatore, si osserva un andamento lineare della velocità nel tempo, corrispondente ad un moto uniformemente accelerato.

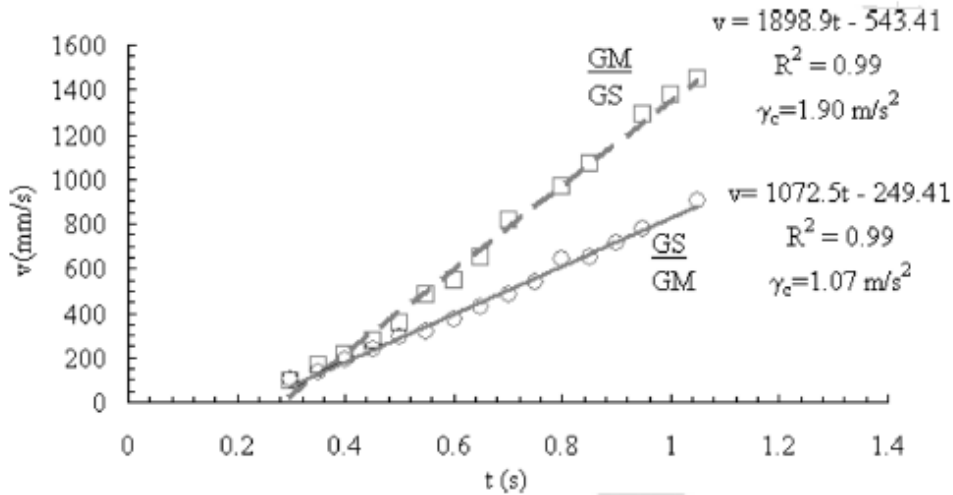


Figura 3.21 Risultati del test eseguito con il metodo dinamico ed effetto dell'inversione di posizione dei geosintetici (Pitanga et al., 2011)

I valori di ϕ_{dyn} ottenuti sono abbastanza simili ai valori di ϕ_{lim} , dimostrando una bassa dipendenza dall'accelerazione del valore di attrito in condizioni dinamiche. Inoltre aumentando il valore di β_{dyn} , non si verificano significative differenze nei valori di ϕ_{dyn} . Dal confronto con i valori di ϕ_{lim} (metodo dello spostamento), si osserva che la prova dinamica ottiene valori di angolo d'attrito inferiori rispetto ai valori ricavati con il metodo standard e sarebbe quindi da preferire per una progettazione più conservativa (Tabella 5):

Tabella 5 Confronto di angoli d'attrito ricavati con diversi metodi (Pitanga et al., 2011)

Sample	GS-GM Interface (A)			GM-GS Interface (B)		
	ϕ_0 (deg.)	ϕ_{50}^{stan} (deg.)	ϕ_{lim} (deg.)	ϕ_0 (deg.)	ϕ_{50}^{stan} (deg.)	ϕ_{lim} (deg.)
1	14.9	19.3	20.5	15.3	16.6	14.7
2	14.9	19.4	21.0	15.1	16.0	15.4
Average	14.9	19.4	20.7	15.2	16.3	15.0

3.3 PIASTRA VIBRANTE

Dai primi Anni '90 la progettazione delle discariche si è concentrata sulle possibili conseguenze derivanti da sollecitazioni sismiche. Nel 1993, l'Agenzia per la Protezione Ambientale degli Stati Uniti (USEPA - United States Environmental Protection Agency) ha stabilito norme tecniche specifiche per le nuove discariche localizzate in zone sismiche, caratterizzate da diverse probabilità di superamento del livello di massima accelerazione orizzontale al suolo. Sempre più discariche in quegli anni avevano subito danneggiamenti dovuti a eventi sismici. Per tale motivo l'USEPA, oltre a fornire una cartina geografica indicante le zone di pericolosità sismica, ha elaborato un manuale per la corretta progettazione delle discariche municipali di rifiuti solidi. Nell'Agosto del 1993, per sensibilizzare i progettisti ai problemi sismici delle discariche, è stato organizzato un workshop, supportato dalla National Science Foundation, da un consulente di materiali geosintetici (Dr. Kavazanjian) e dall'Università del Sud della California. Scopo del seminario era definire i punti critici della ricerca in relazione alla progettazione sismica delle discariche municipali di rifiuti solidi. Le aree chiave di ricerca stabilite durante il meeting sono (Yegian et al. 1995b):

- Proprietà dinamiche delle discariche e caratteristiche all'interfaccia tra geosintetici;
- Risposta all'analisi dinamica delle discariche;
- Criteri di progettazione, comprendenti limiti e tipologia di deformazione che una discarica può tollerare durante un terremoto.

Gli eventi sismici di quegli anni forniscono l'opportunità di documentare il comportamento dinamico delle discariche (Bray et al. 1998):

- Terremoto di Loma Prieta (California, 1989): le fratture sono attribuibili alla differenza tra la risposta meccanica del relativamente "morbido" corpo dei rifiuti e l'adiacente terreno naturale, più rigido. L'ampiezza delle fessurazioni varia da 10 a 75 mm; fessure di entità maggiore (fino a 300 mm) sono apparse, durante lo stesso evento sismico, nella discarica di Sunshine Canyon;
- Terremoto di Northridge (California, 1994): ventidue discariche (otto delle quali inglobanti geosintetici) hanno subito un'accelerazione al suolo pari a 0,05g e hanno riportato fratture superficiali nel terreno di copertura in prossimità dei confini della discarica e nelle zone in cui varia la geometria del corpo dei rifiuti;
- Terremoto di Kobe (Giappone, 1995) durante il quale alcuni depositi di materiale solido sono stati fortemente danneggiati a causa di fenomeni di liquefazione.

Prima degli Anni '90 erano disponibili relativamente poche informazioni circa le proprietà dinamiche sia dei rifiuti che delle interfacce tra geosintetici .

Park et al. (2004) propongono un breve excursus storico, riportando le principali ricerche sperimentali sulle proprietà dinamiche delle interfacce tra geosintetici, Yegian è tra i primi autori ad interessarsi del comportamento dinamico delle interfacce, utilizzando la tavola vibrante. Nel 1992, Yegian e Lahlaf, utilizzando un semplice apparecchio sperimentale, hanno ricavato la relazione taglio-spostamento per l'interfaccia tra GMB (HDPE)-geotessuto e hanno comparato i risultati con quelli ricavati da prove di

taglio diretto. Nel 1995, Yegian e Harb, hanno analizzato la risposta dinamica delle interfacce comunemente utilizzate nelle discariche municipali di rifiuti solidi, disponendo i geosintetici sia orizzontalmente che su piano inclinato per simulare il comportamento delle barriere di fondo e di copertura. De e Zimmie (1998) hanno stimato le proprietà d'attrito dinamico utilizzando prove cicliche a taglio diretto, la tavola vibrante (per livelli di accelerazione pari a 1g) e la centrifuga (per accelerazioni di 100g-ton). Yegian e Kadakal (1998) hanno svolto prove di laboratorio sull'interfaccia GMB liscia-GTX, utilizzando la tavola vibrante in due modalità: la prima per carichi ciclici, la seconda come blocco rigido. Kim (2001) effettua uno studio sperimentale con tavola vibrante per approfondire le relazioni tra resistenza all'attrito dinamico, velocità di spostamento dell'interfaccia e carico normale.

3.3.1 DESCRIZIONE DELL'APPARECCHIATURA DI PROVA

La Figura 3.22 riporta in maniera schematica l'apparecchiatura di prova della tavola vibrante utilizzata per valutare l'attrito all'interfaccia tra due geosintetici. La tavola vibrante è composta da un generatore di vibrazioni connesso ad una lastra di alluminio rigida che scorre su un sistema di cuscinetti ad attrito limitato. Sopra la tavola vibrante è posizionato un blocco mobile che ha la possibilità di scorrere su una rotaia metallica. Uno dei due campioni di geosintetico è fissato alla tavola vibrante, l'altra viene attaccato sul lato inferiore del blocco scorrevole. L'ampiezza e la frequenza della tavola mobile è regolata da un generatore di segnale. L'accelerazione della tavola e del blocco sono registrate da accelerometri piezoelettrici. Gli spostamenti relativi del blocco rispetto alla tavola vibrante sono registrati da un trasduttore (LVDT). È possibile variare il carico normale aggiungendo dei pesi sopra al blocco.

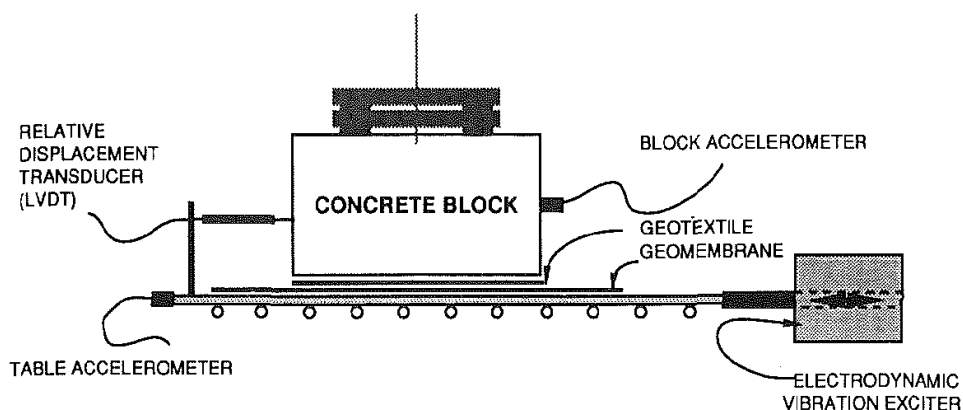


Figura 3.22 Apparecchio tavola vibrante (Yegian e Lahlaf, 1992)

3.3.2 PROPRIETÀ DINAMICHE D'ATTRITO ALL'INTERFACCIA

Yegian e Lahlaf (1992) hanno eseguito una serie di test con la tavola vibrante per valutare la massima forza di taglio trasmessa al blocco scorrevole, in funzione del livello di accelerazione, della frequenza

del moto, del carico normale e delle condizioni asciutte o sommerse. Per correlare l'accelerazione del blocco alla resistenza al taglio trasmessa dall'interfaccia, gli autori hanno considerato lo schema a corpo libero riportato in Figura 3.23.

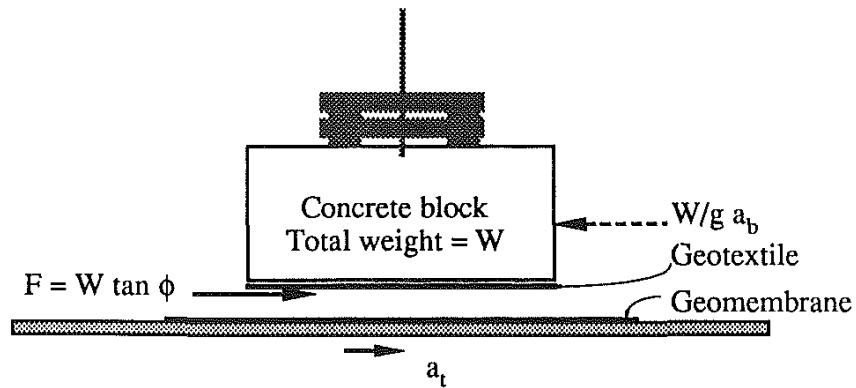


Figura 3.23 Diagramma a corpo libero del blocco (Yegian e Lahlaf, 1992)

Dal momento in cui la tavola vibrante si muove con un'accelerazione a_t , è trasmessa al blocco una forza d'attrito F . Assumendo il meccanismo di rottura di Mohr-Coulomb, la forza F può essere scritta come segue:

$$F = W \tan \phi_d \quad (3.25)$$

dove W è pari al peso del blocco e ϕ_d corrisponde all'angolo d'attrito dinamico all'interfaccia. Il valore della forza F non eccede la resistenza al taglio tra i geosintetici e il suo limitato valore comporta un'accelerazione ridotta del blocco. Per l'equilibrio in condizioni dinamiche vale la seguente relazione:

$$W \tan \phi_d = \frac{W}{g} a_b \quad (3.26)$$

$$a_b = \tan \phi_d \quad (3.27)$$

Partendo dalla condizione iniziale di immobilità, all'aumentare dell'accelerazione della piastra vibrante, aumenta l'accelerazione del blocco e di conseguenza i due elementi si muovono insieme. Questa condizione si mantiene invariata finché l'accelerazione della tavola a_t non supera il valore limite dell'accelerazione del blocco a_b , dato dall'equazione 3.27. Nel momento in cui l'accelerazione della tavola eccede tale valore, si verificano spostamenti relativi tra blocco e piastra. Attraverso la misurazione dell'accelerazione del blocco è possibile ricavare le caratteristiche attritive dinamiche dell'interfaccia tra geosintetici:

$$\phi_d = \tan^{-1} \frac{a_b}{g} \quad (3.28)$$

Le prove di Yegian e al. (1992) sono state eseguite sull'interfaccia geomembrana-geotessuto non tessuto. Come si osserva dalla Figura 3.24, per un'accelerazione di picco della piastra pari a 0,13g, avviene un completo trasferimento della tensione di taglio dalla geomembrana al geotessuto e non si verificano scorrimenti relativi.

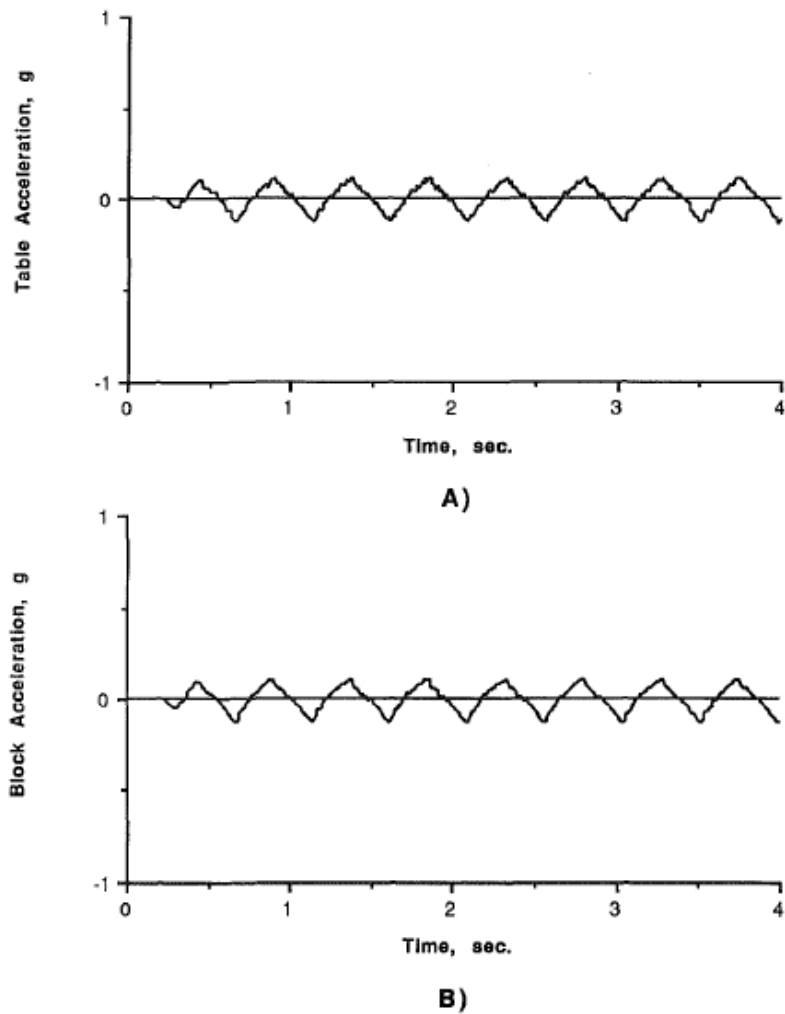


Figura 3.24 Risultati della prova eseguita con tavola vibrante: accelerazione della tavola (A) e del blocco (B) (Yegian e Lahlaf, 1992)

La Figura 3.24 riporta i risultati di una prova in cui l'accelerazione della tavola vibrante raggiunge un valore di picco pari a 0,4g. Dall'immagine si osserva che l'accelerazione di picco del blocco non supera un valore limite pari a 0,23g. Poiché l'accelerazione del blocco è inferiore a quella della tavola vibrante, si manifesta uno spostamento relativo tra tavola e blocco.

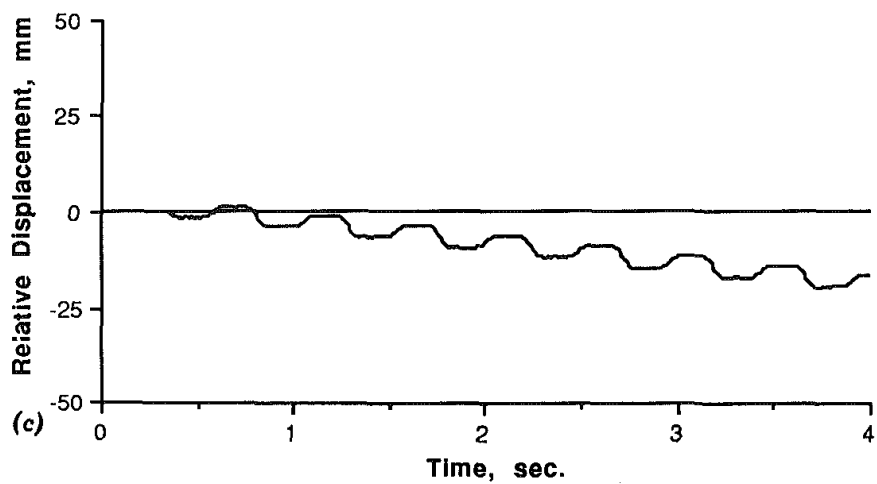
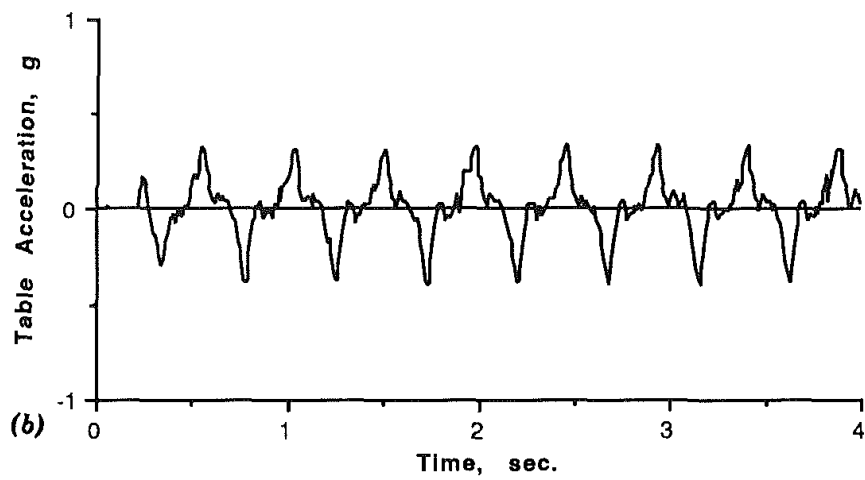
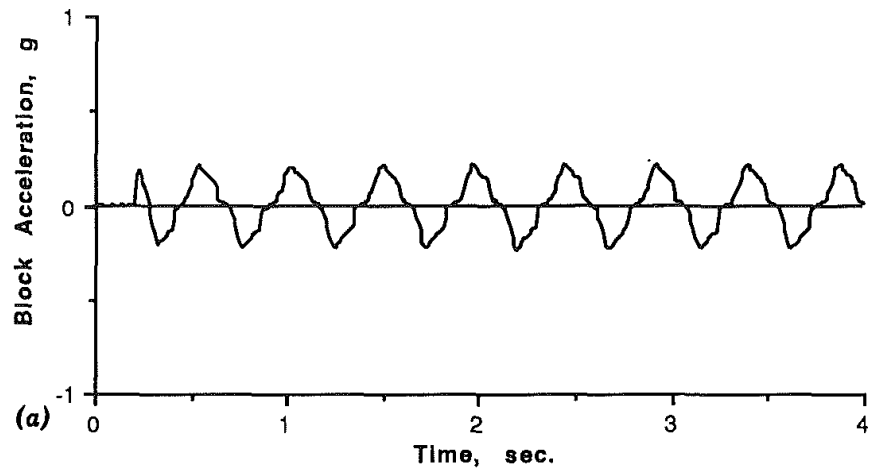


Figura 3.25 Risultati sperimentali ottenuti con la tavola vibrante: accelerazione tavola (a), accelerazione del blocco (b) e spostamenti relativi (c) (Yegian e Lahlaf, 1992)

La Figura 3.26 riporta i picchi di accelerazione del blocco e della piastra vibrante ricavati da una serie di prove, eseguite per diversi valori di accelerazione della tavola (da 0,12g a 0,4g).

Il segmento iniziale ha una pendenza di 45°, confermando il completo trasferimento di accelerazione dalla piastra al blocco e la conseguente assenza di spostamenti relativi per valori d'accelerazione della piastra inferiori a 0,2g.

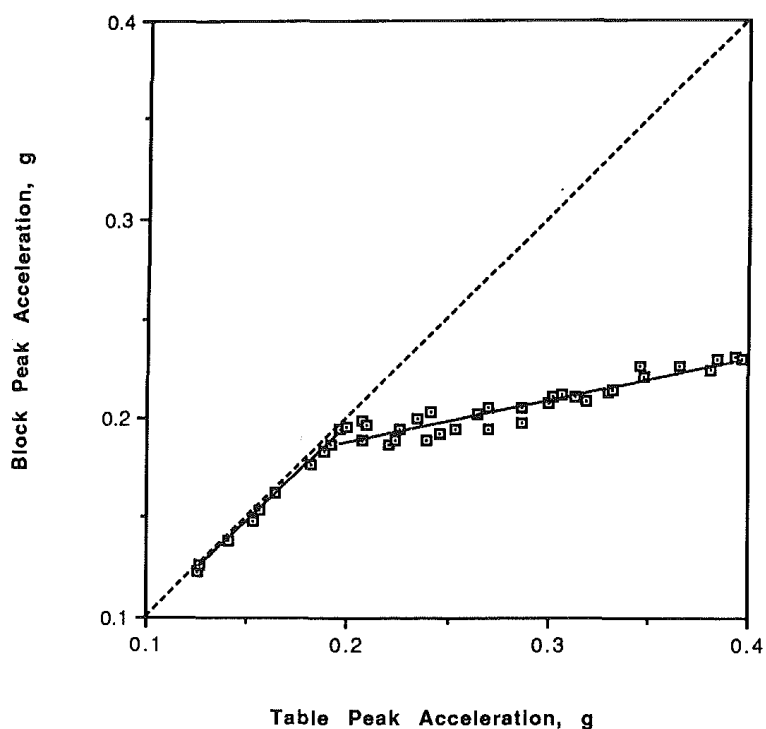


Figura 3.26 Risultati ottenuti con prove su tavola vibrante (Yegian e Lahlaf, 1992)

Dal momento in cui si verificano gli spostamenti relativi, all'aumentare del picco di accelerazione della tavola, l'accelerazione del blocco aumenta in misura inferiore. Al valore 0,4g di accelerazione della piastra corrisponde il valore 0,22g di accelerazione del blocco. Per comprendere il motivo del leggero aumento dell'accelerazione del blocco all'aumentare dell'accelerazione della tavola gli autori hanno eseguito test aggiuntivi, valutando l'influenza della frequenza del segnale, del carico normale e dell'eventuale presenza di acqua nell'interfaccia (Capitolo 4).

Sotto un carico dinamico avviene dunque un limitato trasferimento di accelerazione dalla piastra vibrante al blocco superiore. Superato il valore limite di accelerazione, il blocco inizia a spostarsi rispetto alla posizione iniziale, accumulando spostamenti relativi. Di conseguenza, in relazione al comportamento dinamico dell'interfaccia, l'entità dello spostamento finale è di primario interesse in fase di progettazione. Nello studio di Park et al. (2004) sono stati valutati gli effetti della variazione di frequenza del segnale, carico normale e condizione asciutta o sommersa sull'entità dello spostamento finale del blocco durante prove eseguite con tavola vibrante. Dai risultati riportati in Figura 3.27 si evince che:

- Una variazione del carico normale non ha effetti sull'entità dello spostamento relativo finale;

- Una variazione della frequenza del segnale ha importanti effetti sull'entità dello spostamento cumulato finale ed in particolare spostamenti maggiori sono raggiunti per le basse frequenze;
- Nella condizione sommersa l'entità degli spostamenti, a parità di carico e frequenza, sono molto maggiori rispetto alla condizione asciutta.

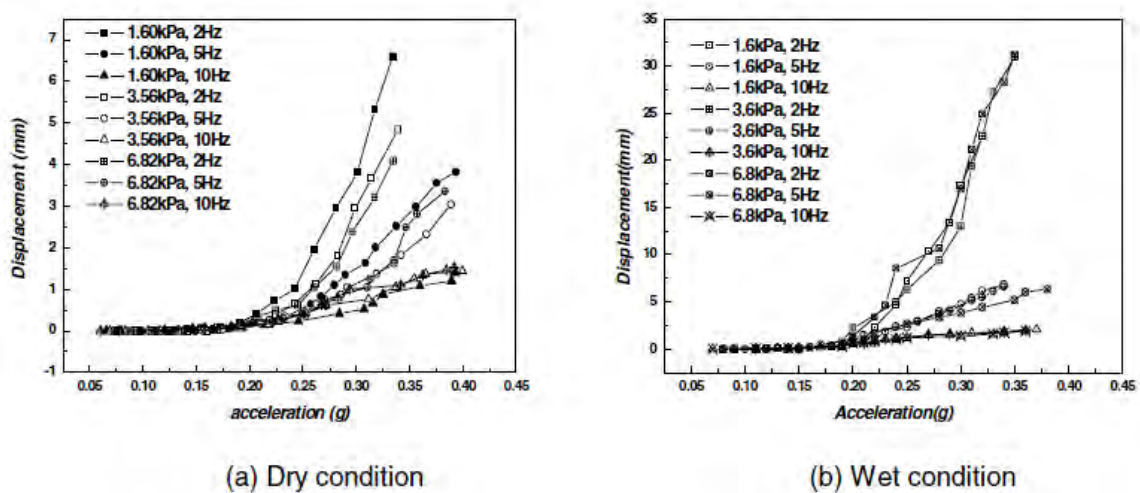


Figura 3.27 Effetto della variazione di carico normale e frequenza sull'entità dello spostamento finale della prova con tavola vibrante; confronto tra condizioni asciutte e bagnate (Park et al., 2004)

Dallo studio di Lo Grasso et al. (2002) si evidenzia come lo spostamento permanente finale sia strettamente connesso alla natura del segnale trasmesso dalla tavola vibrante. Nel caso in cui l'ampiezza del segnale sia gradualmente crescente, mantenga il valore massimo per un ciclo e successivamente diminuisca gradualmente, lo spostamento finale risulta di pochi millimetri. Diversamente, nel caso in cui l'ampiezza massima del segnale sia mantenuta per molti cicli, lo spostamento finale, a parità di altri fattori, è dell'ordine di qualche centimetro.

3.3.3 RISPOSTA SISMICA DELL'INTERFACCIA TRA GEOSINTETICI

Yegian e Kadakal (1998) hanno eseguito dei test di laboratorio con la tavola vibrante, sottoponendo le interfacce tra geosintetici a moti sismici, con lo scopo di sviluppare un modello analitico in grado di prevedere la risposta dinamica dei profili contenenti sistemi di geosintetici. L'interfaccia tra una geomembrana liscia e un geotessuto non tessuto è stata sottoposta al segnale riprodotto il terremoto di Nothridge (California, 1994). Anche nel caso di segnale irregolare, l'interfaccia trasmette un limitato valore di accelerazione al blocco scorrevole (0,3g), di molto inferiore al valore di picco della tavola (0,9g). Durante le prove sono stati registrati anche i valori di spostamenti relativo tra blocco e tavola vibrante. Si osserva dalla Figura 3.28 che lo spostamento massimo durante la prova è molto maggiore dello spostamento permanente finale. Tale osservazione ha importanti conseguenze per quanto riguarda l'aspetto pratico. Nella progettazione sismica delle discariche è necessario computare non solo lo spostamento permanente ma anche lo spostamento massimo che può verificarsi durante

un terremoto, al fine di assicurare l'integrità delle barriere impermeabilizzanti e del sistema di raccolta del percolato.

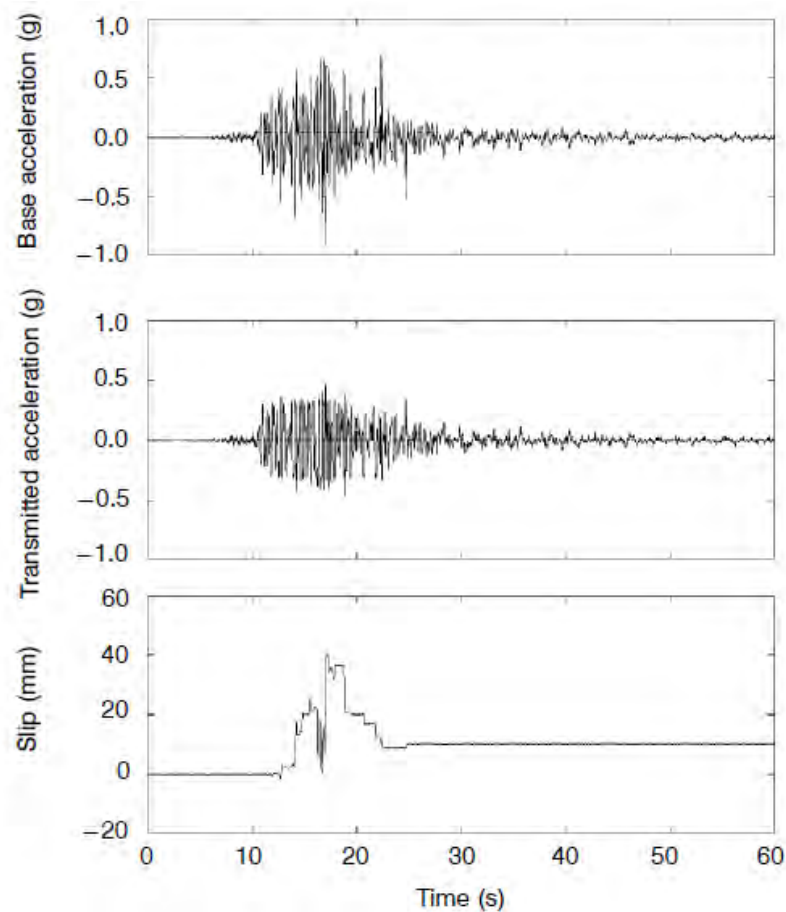


Figura 3.28 Risultati del test con tavola vibrante riprodotte il terremoto di Northridge (Yegian e Kadakal, 1998)

3.3.4 GEOSINTETICI COME ISOLANTI SISMICI

Dai risultati dei test eseguiti con la tavola vibrante da diversi autori sull'interfaccia geomembrana – geotessuto, risulta evidente l'esistenza di un valore limitato di accelerazione che può essere trasmesso da un geosintetico all'altro. Una struttura, un deposito di terreno, una statua di un museo o un macchinario di una fabbrica, se situati al di sopra di un'interfaccia tra geosintetici con tali proprietà, possono subire una limitata accelerazione durante un terremoto. Superato il valore critico di accelerazione si verificano scorrimenti relativi tra i due geosintetici. Di conseguenza, i sistemi di geosintetici possono comportarsi come isolatori sismici durante i terremoti in quanto tali sistemi possono limitare il trasferimento di energia ad una struttura o ad una massa al di sopra di un geotessuto o di una geomembrana disposti sopra una geomembrana, costituente lo strato inferiore. L'interfaccia costituisce una discontinuità tra terreno e struttura soprastante e in tal modo smorza il segnale sismico attraverso perdite di energia per attrito. L'utilizzo dei geosintetici come isolatori sismici

nelle applicazioni dell'ingegneria geotecnica in condizioni sismiche può comportare diversi vantaggi tra i quali il basso costo in relazione alle altre soluzioni di isolamento sismico. Per contro, associato al limitato valore di accelerazione trasmesso, permane il problema dello spostamento relativo cumulato (Yegien e Lahlaf, 1992).

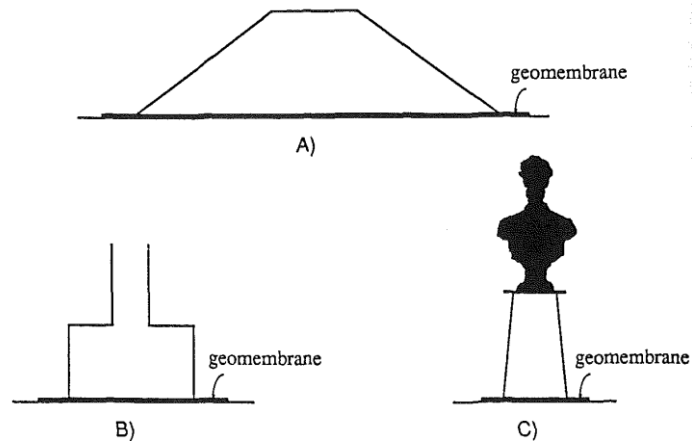


Figura 3.29 Esempi di applicazione di geosintetici come isolanti sismici (Yegien e Lahlaf, 1992)

Yegien e Kadakal (2004) e Yegien e Catan (2004) propongono due diverse modalità di intervento per l'attenuazione degli effetti provocati da un sisma. Il primo schema di intervento è definito "isolamento del terreno"; il secondo approccio è definito "isolamento delle fondazioni". Nel primo caso, rappresentato schematicamente in Figura 3.30, un accoppiamento di geosintetici è disposto al di sotto di un deposito di terreno con lo scopo di mitigare la propagazione delle onde sismiche. Yegien e Catan (2004).

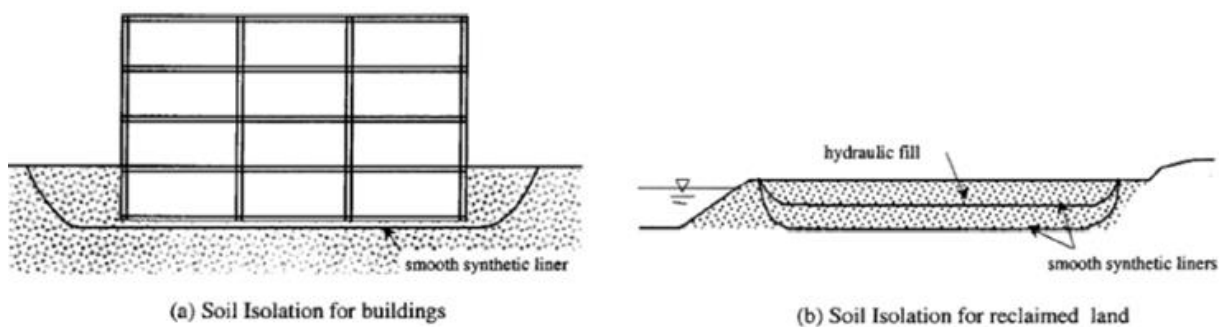


Figura 3.30 Isolamento sismico di depositi di terreno (Yegien e Catan, 2004)

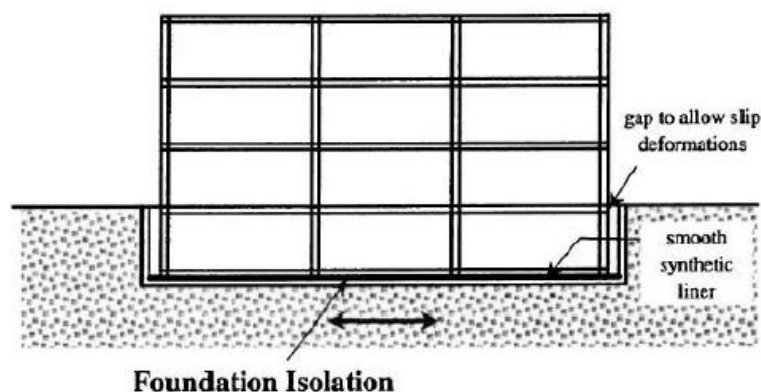


Figura 3.31 Isolamento sismico per fondazioni (Yegian e Kadakal, 2004)

Nel secondo caso, rappresentato schematicamente in Figura 3.31, un accoppiamento di geosintetici è disposto al di sotto delle fondazioni di un edificio.

Il materiale geosintetico utilizzato deve soddisfare determinati requisiti (Yegian e Kadakal (2004):

- Il coefficiente d'attrito all'interfaccia deve essere limitato ad un determinato valore per minimizzare l'accelerazione trasmessa attraverso l'interfaccia (in generale sono desiderabili coefficienti d'attrito dinamico compresi tra 0,05 e 0,15);
- Il coefficiente d'attrito statico deve risultare leggermente superiore al coefficiente d'attrito dinamico al fine di evitare spostamenti relativi in presenza di carichi non sismici (per esempio carico da vento);
- Il coefficiente d'attrito statico e dinamico deve essere poco sensibile a diversi fattori tra cui: carico normale, velocità di scorrimento, usura, umidità e temperatura;
- Il materiale geosintetico deve resistere all'attacco di agenti chimici e biologici e non deve manifestare effetti di creep a lungo termine;
- Il massimo spostamento e lo spostamento residuo indotti da fenomeni sismici devono essere limitati per consentire la funzionalità della struttura e il suo utilizzo una volta cessato il terremoto.

Gli autori hanno selezionato quattro tipologie di interfaccia potenzialmente utilizzabili per l'isolamento sismico:

- Geotessuto/geomembrana in HDPE;
- PTFE/PTFE (politetrafluoroetilene);
- UHMWPE/UHMWPE (polietilene ad altissimo peso molecolare);
- Geotessuto/UHMWPE.

Le interfacce sono state sottoposte a prove di carico ciclico, valutando l'effetto al variare del numero di cicli, del carico normale, della velocità di scorrimento. Dalle prove risulta che il coefficiente d'attrito dell'interfaccia geotessuto/UHMWPE è il minore rispetto alle altre interfacce e inoltre varia in maniera limitata con le condizioni di prova. L'interfaccia è stata sottoposta anche a prove su tavola vibrante in condizioni sismiche durante le quali ha dimostrato di poter offrire una valida protezione durante i terremoti.

4 ATTRITO ALL'INTERFACCIA

In ingegneria geotecnica è spesso molto importante definire i parametri di attrito (l'angolo d'attrito interno del suolo e angolo d'attrito all'interfaccia) da considerare come dati di progetto. Le interfacce tra strati di materiali diversi che compongono un sistema di rivestimento multistrato, rappresentano spesso potenziali superfici di scorrimento che devono essere considerate nelle analisi di stabilità dei versanti. A volte la resistenza a taglio non è sufficiente a garantire la stabilità di tali sistemi in versante e risulta necessario definire un corretto angolo di attrito tra le diverse interfacce.

I dispositivi più comunemente utilizzati per testare la resistenza a taglio all'interfaccia, alcuni dei quali sono stati precedentemente descritti, sono:

- Scatola a taglio diretto in larga scala
- Scatola a taglio diretto convenzionale
- Pullout test
- Dispositivo a taglio anulare o torsionale
- Dispositivo a piano inclinato
- Dispositivo a taglio cilindrico
- Piastra vibrante

Tabella 6 Svantaggi e vantaggi associate alle prove per la caratterizzazione dell'attrito all'interfaccia tra geosintetici (Bouazza et al., 2002)

TEST DEVICE	ADVANTAGES	DISVANTAGES
Large scale direct shear box	Industry standard Large scale Large displacement Minimal boundary effects Expedient specimen preparation	Machine friction Load eccentric Limited continuous displacement Limited normal stress Expesive
Large displacement shear box	Large area of interface Capable of detecting and effects Determination of residual strength with a linear displacement device	Influence of end effects Availibility
Conventional direct shear box	Experiance with soil Inexpensive Large normal stress Expedient specimens preparation	Small geosynthetic experiance base Machine friction Load eccentricity Small scale Limited displacement Boundary effects
Ring shear device	Unlimited continuous displacement	Machine friction Mechanism of friction not comparable to that exhibited in the field Small scale Expensive No lateral restrain for migration of plastic soil
Tilt table	Minimal machine effects Minimal boundary effects Ability to monitor tensile forces Low normal stresses Inexpensive	Limited continuous displacement Limited normal stresses No post peak behaviour
Cylindrical shear	Unlimited continuous displacement Better controlling confined during shearing Large sample size with less ledge effects Area of shear plane remains constant Constant direction of shear displacement	Availibility Experiance with dry materials only No restrain for migration of plastic soils

4.1 CONFRONTO TRA SCATOLA DI TAGLIO E PIANO INCLINATO

Wasti e Özdüzgün (2001) hanno misurato l'attrito all'interfaccia tra geomembrana (liscia e ruvida) e geotessuto non tessuto, utilizzando sia la prova a taglio diretto sia il piano inclinato. Le prove sono state e seguite per diversi valori di carico:

- 5-50 kPa per la prova con piano inclinato
- 25-300 kPa per la prova a taglio diretto standard
- 110-400 kPa per la prova a taglio diretto in larga scala.

Dalle prove è stato ricavato il valore di angolo d'attrito δ_f che corrisponde:

- Al punto di picco della relazione sforzo di taglio-spostamento, per la prova a taglio diretto;
- All'inclinazione del piano per la quale il blocco inizia a scivolare, per la prova con piano inclinato.

Il grafico in Figura 4.1 è ottenuto mediante regressione lineare per un range di carico 0-300 kPa. Per l'interfaccia geomembrana liscia/geotessuto i risultati ottenuti con le due tipologie di prova sono comparabili. Al contrario, per l'interfaccia geomembrana ruvida/geotessuto, la prova di taglio diretto ricava valori di angolo d'attrito maggiori rispetto alla prova con piano inclinato.

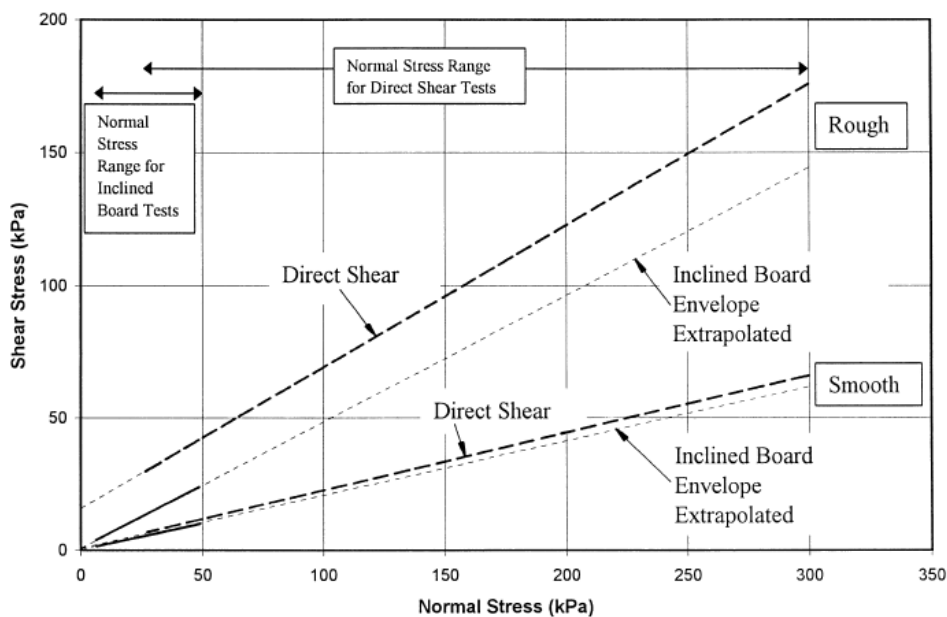


Figura 4.1 Confronto tra risultati sperimentali ottenuti con la prova a taglio diretto e con il piano inclinato (Wasti e Özdüzgün, 2001)

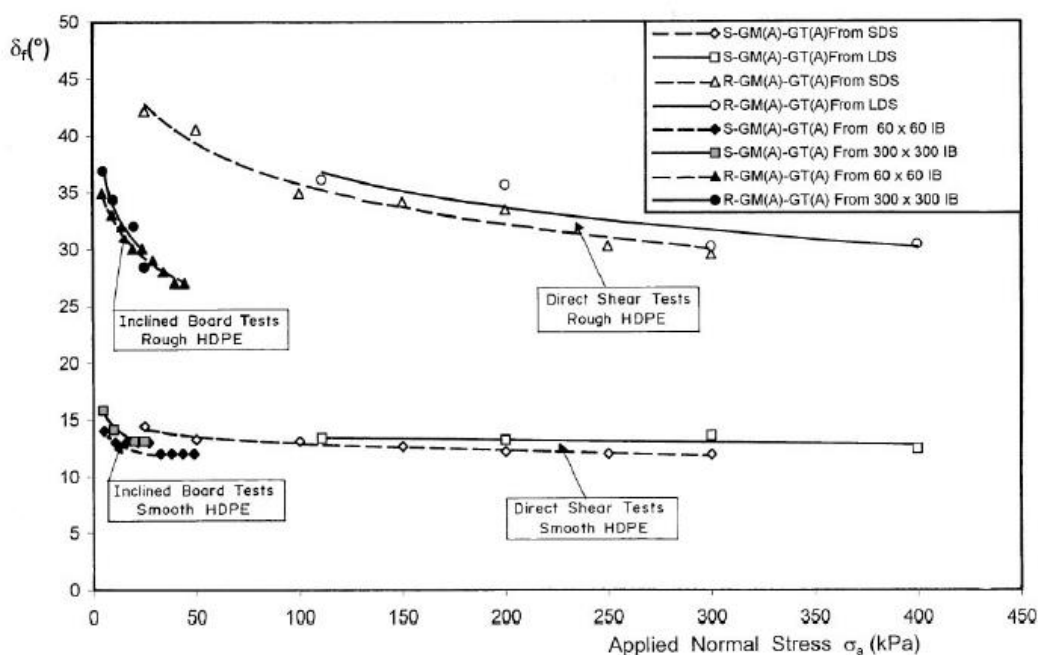


Figura 4.2 Effetto del carico normale, rispettivamente per la prova a taglio diretto e la prova con piano inclinato (Wasti e Özdüzgün, 2001)

La scelta del tipo di prova da effettuare per determinare l'angolo d'attrito all'interfaccia è strettamente connessa al tipo di interfaccia stessa. Per l'interfaccia GMB liscia-GTX, le due prove danno risultati comparabili in quanto l'adesione interviene in maniera limitata. La prova a taglio diretto individua angoli d'attrito leggermente maggiori rispetto quelli della prova con piano inclinato. Quest'interfaccia inoltre non risulta significativamente influenzata da variazione di carico normale.

Per l'interfaccia GMB ruvida-GTX invece, la prova a taglio diretto ricava valori d'angolo d'attrito significativamente maggiori rispetto quelli individuati nella prova a piano inclinato. La causa di tale differenza è la maggior adesione che si manifesta nella prova a taglio diretto. Gli autori suggeriscono, al fine di effettuare misure sperimentali accurate, di utilizzare la prova a piano inclinato per bassi valori di carico normale e la prova a taglio diretto per alti valori di carico normale.

A conferma di quanto sopra riportato, diversi autori (Briançon et al., 2002; Rayes Ramirez e Gourc, 2003; Gourc e Rayes Ramirez, 2004; Pitanga et al., 2009; Carbone et al., 2012; Stoltz e Vidal, 2013) hanno dimostrato che il test eseguito con il piano inclinato è più appropriato rispetto al test a taglio diretto per la caratterizzazione dell'attrito all'interfaccia tra geosintetici, poiché la prova riproduce in modo più verosimile le condizioni in fase d'esercizio. La prova a taglio diretto infatti deve essere eseguita con valori di carico normale elevati mentre nelle applicazioni in cui i geosintetici sono normalmente utilizzati, i valori di carico normale sono limitati. Nelle discariche, i geosintetici di copertura subiscono pressioni normali inferiori a 10 kPa.

4.2 PARAMETRI INFLUENZANTI L'ATTRITO ALL'INTERFACCIA

Il valore dell'attrito all'interfaccia è influenzato da diversi parametri quali: rugosità del materiale, grandezza dell'area di contatto, temperatura, umidità, velocità di prova e condizioni cinematiche, tempo di reazione, usura, ecc. Di seguito sono analizzati alcuni dei numerosi fattori che incidono sul valore dell'attrito, sia statico che dinamico, riportando casi studio presenti in letteratura.

4.2.1 RUGOSITÀ

La rugosità del materiale ha un effetto di primo ordine sulla forza e sul meccanismo di taglio. Diversi autori hanno eseguito prove di laboratorio utilizzando geomembrane lisce e ruvide a contatto con geotessili e hanno osservato come la topografia della superficie non solo agisce sullo sforzo di taglio ma anche sul meccanismo d'interazione tra i geosintetici. Stark et al. (1996), da risultati ottenuti da prove di taglio anulare, hanno osservato, in presenza di geomembrane rugose, un forte aumento sia nell'angolo d'attrito di picco sia in quello residuo rispetto al caso geomembrana liscia (Figura 4.3).

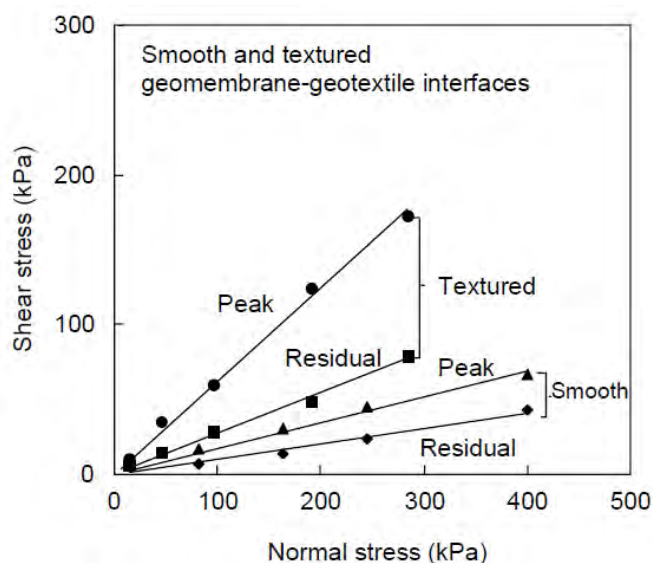


Figura 4.3 Diagrammi sforzo di taglio-sforzo normale di interfacce contenenti diverse GMB (Stark et al., 1996)

Nella sperimentazione di Stark la ruvidezza della superficie è stata valutata solo in termini qualitativi. Negli anni successivi, in seguito allo sviluppo di nuove tecniche per quantificare la ruvidezza delle superfici (per esempio il profilometro ottico), è stato possibile effettuare misure più specifiche. Forst e Lee (2001) hanno eseguito prove di taglio diretto su diverse geomembrane a contatto con geotessili, dopo averne caratterizzato quantitativamente la ruvidezza e averne individuato tre categorie: geomembrane lisce, leggermente ruvide, molto ruvide. Se il grado di ruvidezza aumenta, aumenta lo spostamento per il quale sono raggiunti il picco di sforzo di taglio e le condizioni residue. Inoltre al crescere della ruvidezza, si accentua il comportamento softening post-picco (Figura 4.4).

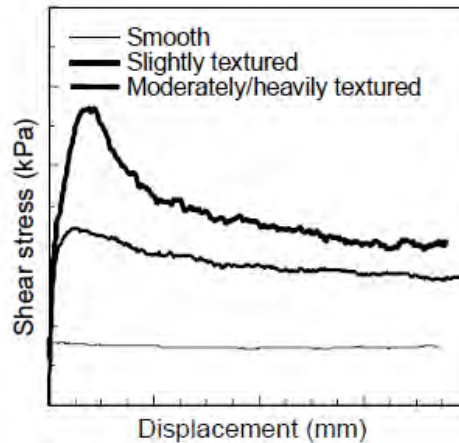


Figura 4.4 Curve sforzo di taglio-spostamento relative a interfacce contenenti diverse GMB (Forst e Lee, 2001)

Tale differenza di comportamento tra geomembrane lisce e ruvide a contatto con geotessili deriva dal differente meccanismo di taglio che si sviluppa all'interfaccia. Per l'interfaccia geomembrana liscia-geotessuto, lo scorrimento è l'aspetto principale. Per le le geomembrane testurizzate, il picco di tensione è dovuto alla presenza delle micro asperità; diversamente il comportamento post picco è dovuto allo sfilamento e lacerazione delle fibre del geotessile che interagiscono con le asperità della GMB. Le condizioni residue sono dovute all'usura delle micro asperità (recise dai filamenti del geotessuto) e all'interazione tra macro asperità della GMB e i filamenti del geotessuto. Di conseguenza le caratteristiche di resistenza all'interfaccia dipendono anche dalle caratteristiche del geotessuto (resistenza, lunghezza e diametro dei filamenti e dal loro aggrovigliamento) e da come i suoi filamenti interagiscono con le asperità della geomembrana. Studi approfonditi sull'interfaccia geomembrana testurizzata-geotessuto e sul meccanismo hook and loop sono stati svolti da Hebelers et al. (2005), i quali hanno considerato anche il diverso tipo di produzione dei geosintetici componenti l'interfaccia.

4.2.2 USURA

Nel 1990, Mitchell et al, hanno condotto uno studio per individuare le possibili cause di un incidente avvenuto nella discarica di Kettleman City. Per individuare la superficie di scorrimento critica hanno eseguito prove a taglio diretto e test di pullout su diverse interfacce tra cui geomembrana (HDPE) e geotessuto. Una caratteristica interessante di quest'interfaccia è la tendenza del geotessile a "lucidare" la geomembrana per cui la forza di taglio misurata diminuisce con l'aumentare dello spostamento. Per tale motivo sono state eseguite prove per geomembrane lucide, parzialmente lucide e totalmente lucide. Sia l'angolo di picco sia l'angolo residuo diminuiscono con l'incremento del grado di lucidatura della GMB.

Forst e Lee (2001) hanno valutato l'effetto dell'usura sull'interfaccia geomembrana/geotessuto attraverso prove di taglio diretto. L'andamento del grafico spostamento-sforzo di taglio presenta, per i

provini vergini di GMB ruvida., un picco seguito da una diminuzione dello sforzo di taglio (softening) (Figura 4.5 (b)). Per quanto riguarda la geomembrana liscia (Figura 4.5 (a)), le curve relative a prove su provini già testati si discostano poco dalla curva vergine: dopo il raggiungimento del picco (inferiore rispetto al provino vergine), si verifica una lieve diminuzione di forza di taglio. Le curve relative ai provini usurati di GMB ruvida sono molto diverse dalla quella relativa al campione vergine. Tale differenza deriva da una variazione nella superficie dei campioni di GMB dopo il primo test. Attraverso un'ispezione visiva, Forst e Lee hanno osservato modifiche nella micro-struttura superficiale, in particolar modo per le GMB moderatamente/altamente testurizzate: le micro protuberanze sono state consumate dagli scorrimenti successivi.

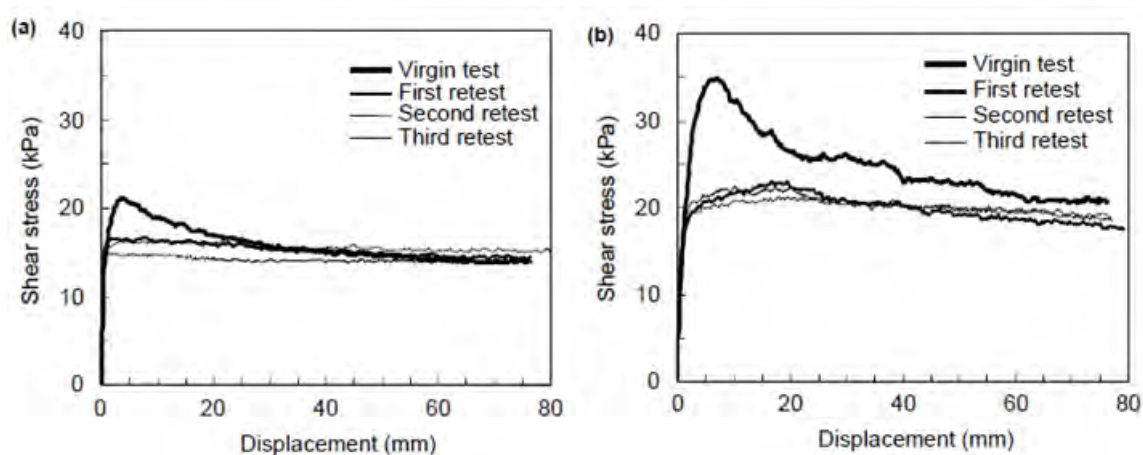


Figura 4.5 Influenza dell'usura sulla resistenza attrittiva all'interfaccia: GMB leggermente testurizzata (a), geomembrana mediamente/fortemente testurizzata (Forst e Lee, 2001)

Altri studi, in particolare quello di Stoltz e Vidal (2013), hanno dimostrato che le caratteristiche strutturali all'interfaccia si modificano in seguito a scorrimenti successivi (Paragrafo 3.2.5). È necessario quindi eseguire prove specifiche in quanto non tutte le interfacce rispondono in ugual modo all'usura. In alcuni casi infatti si verifica una diminuzione delle proprietà di resistenza dell'interfaccia, in altri si osserva un aumento dello sforzo di taglio e quindi un miglioramento delle proprietà attrittive. Le modifiche delle caratteristiche dell'interfaccia sono connesse a modifiche della superficie dei geosintetici a livello microscopico.

4.2.3 MASSA PER UNITÀ DI AREA

Da prove di taglio anulare eseguite da Stark et al. (1996) sull'interfaccia geomembrana-geotessuto, si nota l'influenza della variazione di massa per unità di area. Sono stati utilizzati due geotessuti la cui unica differenza è la massa per unità di area: 270 g/m² la prima (A), 540 g/m² la seconda (B)

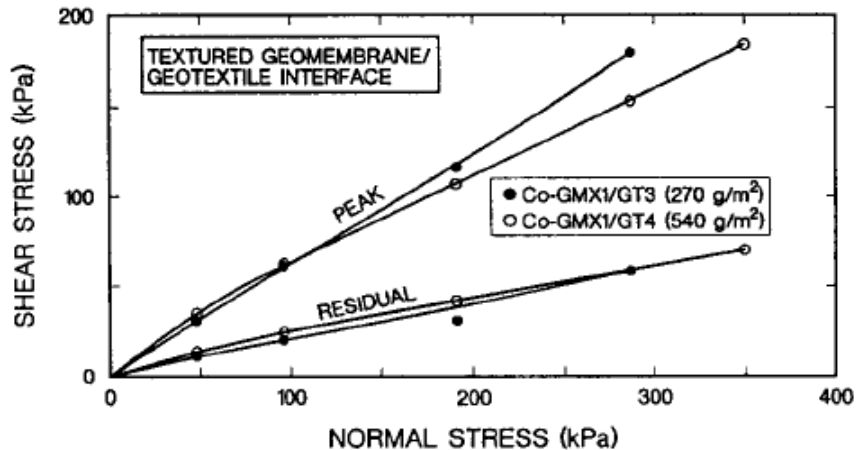


Figura 4.6 Influenza della massa per unità di area sulla resistenza al taglio all'interfaccia (Stark et al., 1996)

Come si può osservare dalla Figura 4.6, per valori di carico normale inferiori a 100 kPa, la differenza tra i due casi è del tutto trascurabile. Per valori di carico maggiori a 100 kPa, l'interfaccia con il geotessile A raggiunge valori di picco di tensione maggiori rispetto all'interfaccia con il geotessuto B. Ciò suggerisce che, nell'interfaccia A, per carico superiore a 100 kPa, si raggiungono valori di resistenza al taglio maggiori. Questo implica che nelle applicazioni siano da preferire valori limitati di massa per unità di area. Nelle interfacce con elevata massa per unità di area o con elevato spessore risulta più facile lo sfilamento o la rottura dei filamenti ad alti valori di sforzo tangenziale. Per bassi livelli di tensione normale e per il comportamento residuo, la variazione di massa per unità di area non apporta significative variazioni nel comportamento dell'interfaccia. In corrispondenza delle condizioni residue, le fibre del geotessuto risultano orientate a causa di grandi spostamenti e per tale motivo il comportamento dell'interfaccia diventa indipendente dalla massa per unità di area.

4.2.4 EFFETTO DELL'ACQUA

Mitchel et al. (1990), conducendo prove di taglio diretto e pullout test sull'interfaccia geomembrana-geotessuto in condizioni sommerse, hanno rilevato una diminuzione, sia dell'angolo d'attrito di picco che residuo, rispetto alle condizioni asciutte. L'entità di tale differenza è di 1-2,5°.

La stabilità dell'interfaccia geosintetico-geosintetico o terreno-geosintetico è influenzato dall'eventuale presenza di acqua. Briançon et al. (2002), attraverso l'uso di un piano inclinato modificato, hanno valutato l'attrito all'interfaccia in diverse condizioni di infiltrazione: in corrispondenza dell'interfaccia geomembrana-geotessuto e nel terreno di copertura.

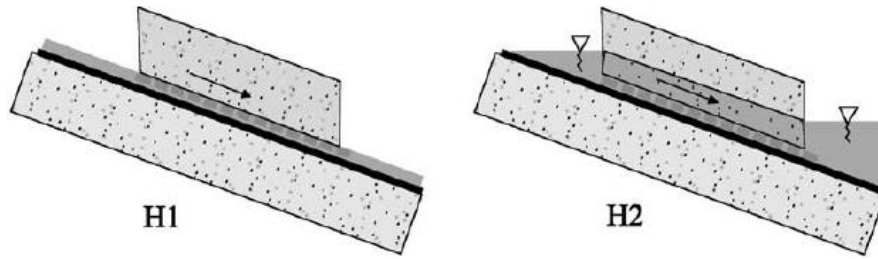


Figura 4.7 Differenti condizioni idrauliche applicate (Briançon et al., 2002)

Dai test di tipo H1 è emerso che la presenza dell'acqua ha un'influenza diversa in relazione al tipo di geosintetici utilizzati. Nel caso sia presente un moto di filtrazione, la forza necessaria per trattenere il blocco sopra al piano inclinato è risultata maggiore, rispetto al caso senza acqua. Supponendo l'assenza di pressione in corrispondenza dell'interfaccia, è stato misurato l'angolo d'attrito in condizioni bagnate, δ_H . Tale valore è risultato inferiore rispetto all'angolo d'attrito in condizioni asciutte, δ , in tutte le interfacce analizzate. Misurando la differenza tra i due angoli, si quantifica la sensibilità dell'interfaccia ($\Delta\delta$), rispetto alla presenza di un basso flusso d'acqua che non genera pressione. Come si può notare dalla Tabella 7, la sensibilità è variabile in base alla tipologia di interfaccia.

Tabella 7 Sensibilità di diverse interfacce alla condizione bagnata (Briançon et al., 2002)

Interfaccia	GTX _R -GMB _{PP}	GTX _P -GMB _{HDPE}	GTX _R -GMB _{B(S)}	GTX _P -GMB _{PP}
$\Delta\delta$	1,5°	1,3°	5°	4,3°

Il test di tipo H2 presenta delle difficoltà aggiuntive rispetto al test H1 in quanto è necessario:

- Inclinare il piano in condizioni asciutte;
- Creare la falda a livello del geotessuto;
- Creare la falda nel terreno ad un livello costante e_{sat} e mantenere il livello dell'acqua pari a $h_w = e_{sat}/\cos\beta$ a monte e a valle della scatola superiore.

Da un'analisi analitica emerge come l'aumento del peso del terreno, dovuto alla saturazione, sia insufficiente a spiegare la riduzione della forza resistente. La causa del fenomeno è dunque da cercare nello sviluppo di pressione neutrale in corrispondenza dell'interfaccia tra geosintetici.

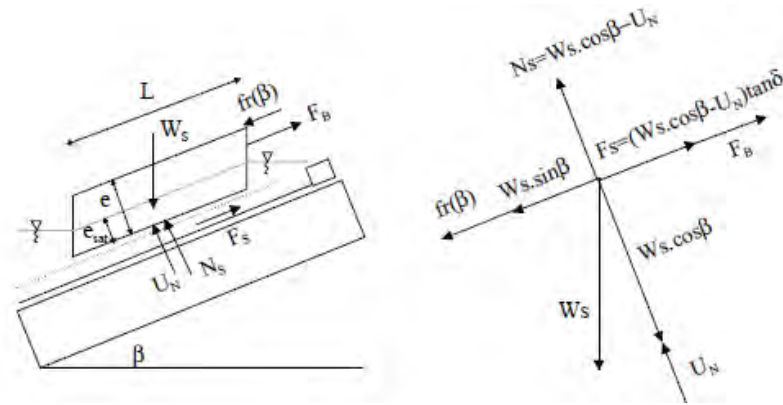


Figura 4.8 Bilancio delle forze relativo alla prova su piano inclinato, considerando condizioni sommerse (Briançon et al., 2002)

La diminuzione della forza resistente è espressa dall'aumento della forza richiesta per bloccare la scatola sul dispositivo a piano inclinato. Per quantificare l'influenza dell'acqua in relazione alla stabilità dell'interfaccia, è possibile esprimere l'incremento η_w della forza motrice, eliminando il contributo dovuto al peso del terreno. Tale incremento vale 50% nel caso $e_{sat} = \frac{1}{3}e$ e 83% nel caso $e_{sat} = \frac{2}{3}e$.

Sebbene le prove con piano inclinato evidenzino la diminuzione della forza resistente causata dalla presenza della falda nel terreno, esse la sottostimano leggermente. La differenza tra i risultati delle prove e l'analisi analitica su pendio indefinito, deriva dalla difficoltà di ottenere una falda perfettamente parallela al piano per tutta la lunghezza della scatola superiore.

Dai risultati sperimentali ottenuti, Briançon et al. (2002) hanno potuto affermare che la presenza dell'acqua comporta diverse conseguenze nella stabilità dei sistemi di geosintetici:

- Diminuzione dell'angolo d'attrito, in relazione al tipo di interfaccia studiata;
- Aumento del peso del terreno di copertura;
- Diminuzione della forza resistente d'attrito dovuta alla pressione neutrale nell'interfaccia.

L'effetto dovuto alla presenza dell'acqua è di un'entità tale che, in fase di progettazione, risulta necessario considerare un adeguato sistema drenante per ridurre la pressione neutrale nelle interfacce tra geosintetici.

Per valutare l'effetto della condizione sommersa sull'attrito dinamico, Yegian et al. (1992) hanno eseguito prove su tavola vibrante condizioni sommerse. La Figura 4.9, mette a confronto i risultati sperimentali ottenuti al variare della frequenza del segnale, in condizioni asciutte e in condizioni bagnate. Si può osservare che i valori ottenuti in condizioni sommerse sono leggermente inferiori ai valori ottenuti in condizioni asciutte, ma tale differenza si mantiene costante per tutti i valori di accelerazione della piastra.

Nello studio eseguito da Park et al. (2004) sono state eseguite prove su tavola vibrante in condizioni asciutte e sommerse. Per tutte le interfacce analizzate risulta una diminuzione dell'angolo d'attrito dell'ordine di 1-2° rispetto alla condizione asciutta, eccezione fatta per l'interfaccia geocomposito bentonitico-geomembrana. La diminuzione dell'angolo d'attrito in condizioni sommerse può essere associata all'effetto di lubrificazione causato dall'acqua. Al contrario, l'aumento d'attrito in condizioni

sommerse nel caso dell'interfaccia CGL-GM può essere associato all'idratazione della bentonite contenuta nel geocomposito e al conseguente aumento della coesione.

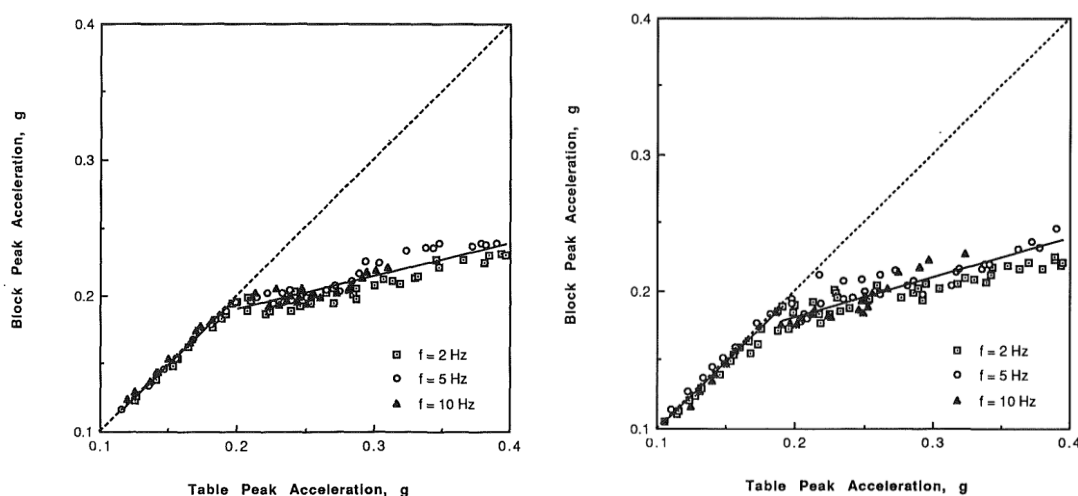


Figura 4.9 Risultati sperimentali ottenuti con la tavola vibrante, al variare della frequenza del segnale: confronto tra condizione asciutta (sinistra) e sommersa (destra) (Yegian e Lahlaf, 1992)

4.2.5 TEMPERATURA

La temperatura all'interno del corpo della discarica può variare considerevolmente per effetto della radiazione solare e delle reazioni esotermiche dovute alla degradazione dei rifiuti. Come accennato in precedenza, le proprietà dei polimeri sono sensibili alla temperatura quindi una sua variazione può comportare effetti sui geosintetici. Akpinar e Benson (2005) hanno effettuato uno studio per valutare l'effetto della temperatura sulla forza di taglio nell'interfaccia geomembrana-geotessuto utilizzando un dispositivo a taglio diretto a doppia interfaccia (DISD), chiuso in una camera a temperatura controllata. A differenza dei normali test di laboratorio condotti a 20°C, lo studio in esame ha valutato il comportamento dei geosintetici a diverse temperature comprese tra 0 e 33 °C, utilizzando diversi carichi normali. Le prove sono state eseguite su due interfacce:

- Geomembrana liscia-geotessuto non tessuto;
- Geomembrana ruvida-geotessuto non tessuto.

L'effetto della temperatura sulla forza di taglio è rappresentato dal grafico in Figura 4.10, ottenuto utilizzando la regressione lineare e ottenendo un coefficiente R^2 variabile tra 0,996 e 1,000. L'andamento della forza di taglio può essere assunto lineare nel range di carico considerato (7,5 e 49,7 kPa).

All'aumentare della temperatura si è osservato, per ogni valore di carico considerato, un incremento della forza di taglio all'interfaccia. Tale sensibilità alla temperatura è compatibile con il rammollimento dei polimeri al crescere della temperatura. La principale conseguenza è un maggior scorrimento dei materiali polimerici sotto una forza applicata e un aumento dell'area di contatto.

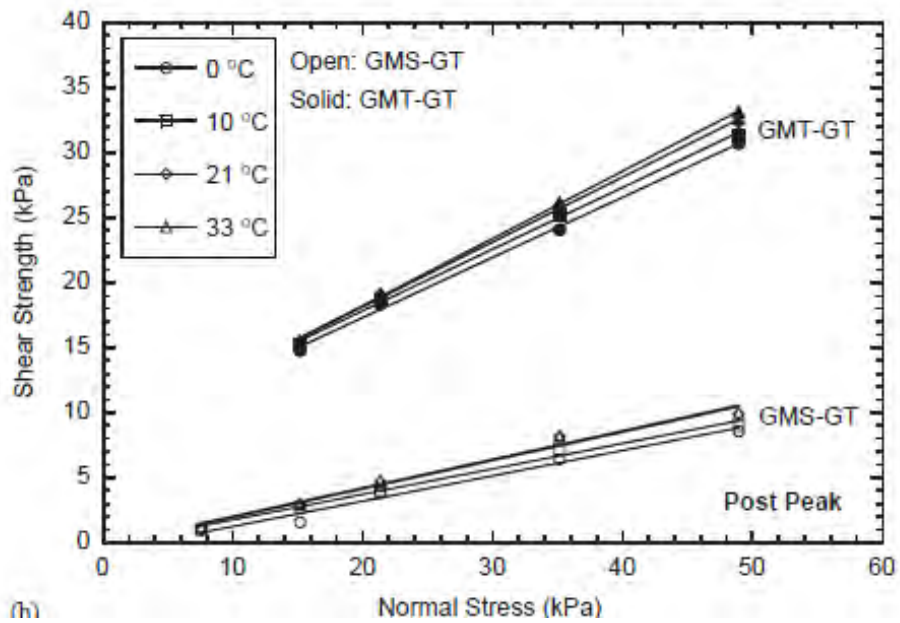
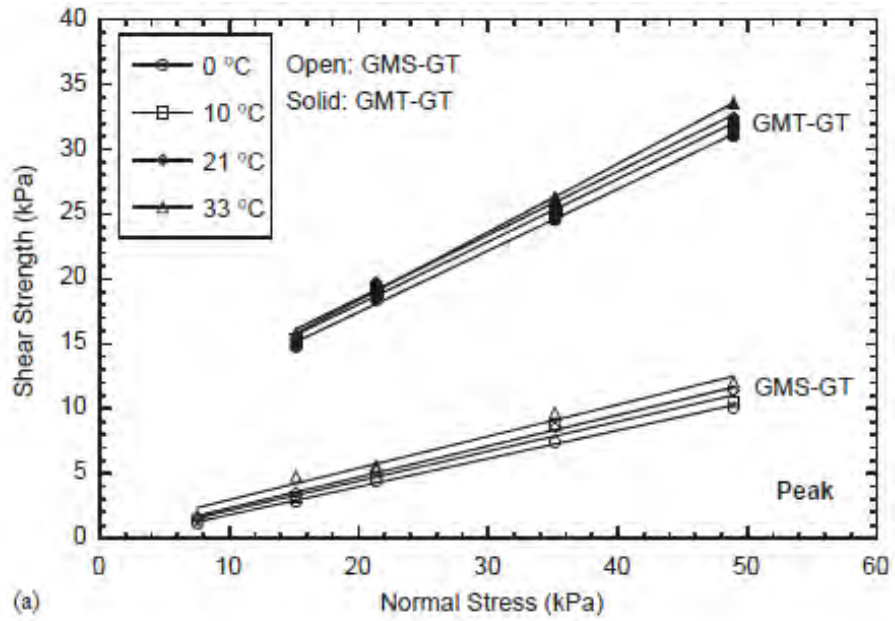


Figura 4.10 Influenza della temperatura sull'involuppo di resistenza (Akpinar e Benson, 2005)

La Figura 4.11 riporta l'andamento dell'angolo d'attrito al variare della temperatura. All'aumentare della temperatura aumentano sia l'angolo di picco sia l'angolo residuo post-picco. Dallo studio emerge che la variazione dell'attrito all'interfaccia è di piccola entità per il range di temperatura valutato. L'aumento dell'angolo è di 0,06-0,08° per °C e di 2-3° passando da 0 a 33 °C.

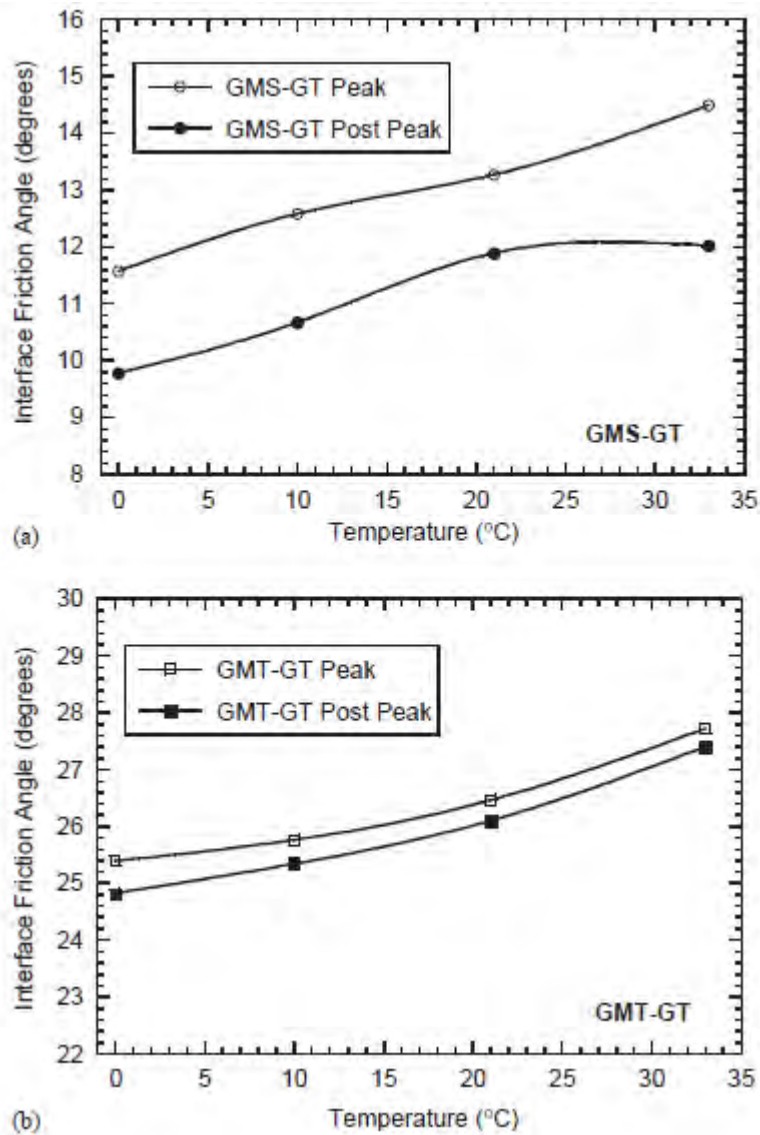


Figura 4.11 Influenza della temperatura sull'angolo d'attrito di picco e post-picco (Akpinar e Benson, (2005))

Si riportano di seguito i risultati ottenuti da Pasqualini et al. (1993) ottenuti da prove a taglio diretto sull'interfaccia geotessuto (PET o PP) e geomembrana liscia (HDPE) alle temperature di 26 e 30 °C. L'aumento di temperatura comporta un incremento dell'angolo d'attrito maggiore rispetto al caso precedente.

Tabella 8 Influenza della temperatura sul valore dell'angolo d'attrito (Pasqualini et al. (1993))

	LDPE-PP		LDPE-PET	
	Temperature (26 °C)	Temperature (30 °C)	Temperature (26 °C)	Temperature (30 °C)
Friction Angle (°)	12.4	14.7	13.8	15.9

4.2.6 CARICO NORMALE

Come precedentemente detto (Capitolo 2), i polimeri e di conseguenza i geosintetici non obbediscono alle leggi dell'attrito valide per i materiali comuni, come i metalli. Nei materiali geosintetici il valore dell'angolo d'attrito può variare con il carico normale applicato durante la prova. Dalle Figura 4.1 e Figura 4.2 del Paragrafo 4.1 si evince come, sia per la prova a taglio diretto sia per la prova con piano inclinato, la forza di taglio e l'angolo d'attrito all'interfaccia siano influenzate dal carico normale applicato. In particolare si nota come materiali diversi rispondano in modo diverso alla variazione del carico (Wasti e Özdüzgün, 2001).

Tuttavia gli autori hanno osservato che l'effettivo andamento dello sforzo di taglio con il carico normale è curvilineo, in particolar modo per i bassi valori di sforzo normale e per le geomembrane ruvide. Il grafico in Figura 4.2 riporta la variazione dell'angolo d'attrito δ_f in funzione del carico normale. Poiché durante la prova con il piano inclinato il valore del carico normale varia durante il test, si considera come valore di riferimento il valore di σ_a a inizio prova (piano orizzontale). Si può notare che:

- All'aumentare del carico normale l'angolo d'attrito diminuisce; la diminuzione è di maggiore entità per bassi valori di σ_a (0-50 kPa), mentre per alti valori di carico (prova di taglio diretto) δ_f si mantiene pressoché costante al variare di σ_a o diminuisce leggermente rispettivamente per GMB lisce e GMB ruvide;
- L'effetto dell'aumento del carico normale ha conseguenze più rilevanti per le interfacce con geomembrane ruvide.

Per quanto riguarda l'attrito dinamico, Yegian et al. (1992) hanno eseguito diverse prove con la piastra vibrante variando il carico normale agente sull'interfaccia e mantenendo costante la frequenza del segnale. Dai risultati delle prove si conclude che l'effetto della variazione del carico normale non ha alcuna influenza su comportamento dinamico dell'interfaccia tra geosintetici (Figura 4.12). La medesima conclusione è stata tratta da Park et al. (2004), per quanto riguarda prove con piastra vibrante sull'interfaccia geomembrana - geotessuto, variando il carico normale nell'intervallo 1,6-6,8 kPa.

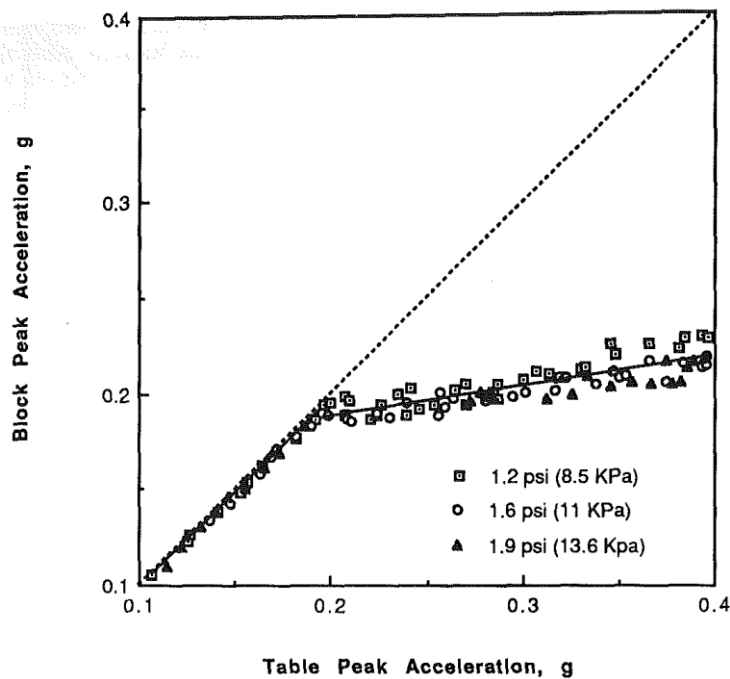


Figura 4.12 Influenza della variazione del carico normale sulle prove con tavola vibrante (Yegian e Lahlaf, 1992)

4.2.7 VELOCITÀ DI PROVA

Un altro parametro da considerare nella determinazione dell'attrito all'interfaccia è la velocità di prova. Dallo studio di Stark et al. (1996), effettuato utilizzando il dispositivo a taglio torsionale sull'interfaccia geomembrana-geotessuto, risulta che la velocità di spostamento, variabile tra 0,029 e 36,7 mm/min, non influisce significativamente sul valore della forza di taglio, sia di picco che residua (Figura 4.13).

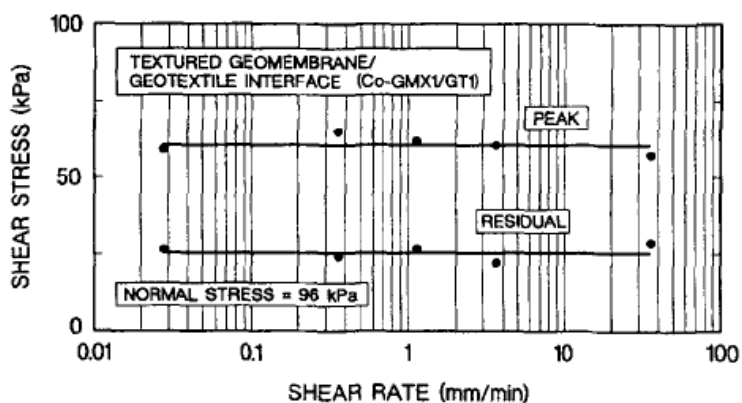


Figura 4.13 Effetto della velocità di scorrimento (Stark et al., 1996)

Nello studio di Briançon et al. (2011) è valutata l'influenza della variazione della velocità di prova con il piano inclinato sull'interfaccia GTX-GMB. Dai risultati si deduce che solo l'angolo d'attrito statico (δ_0)

risente della variazione di velocità di prova mentre l'angolo d'attrito limite (δ_{lim}) non risulta influenzato (Figura 4.14).

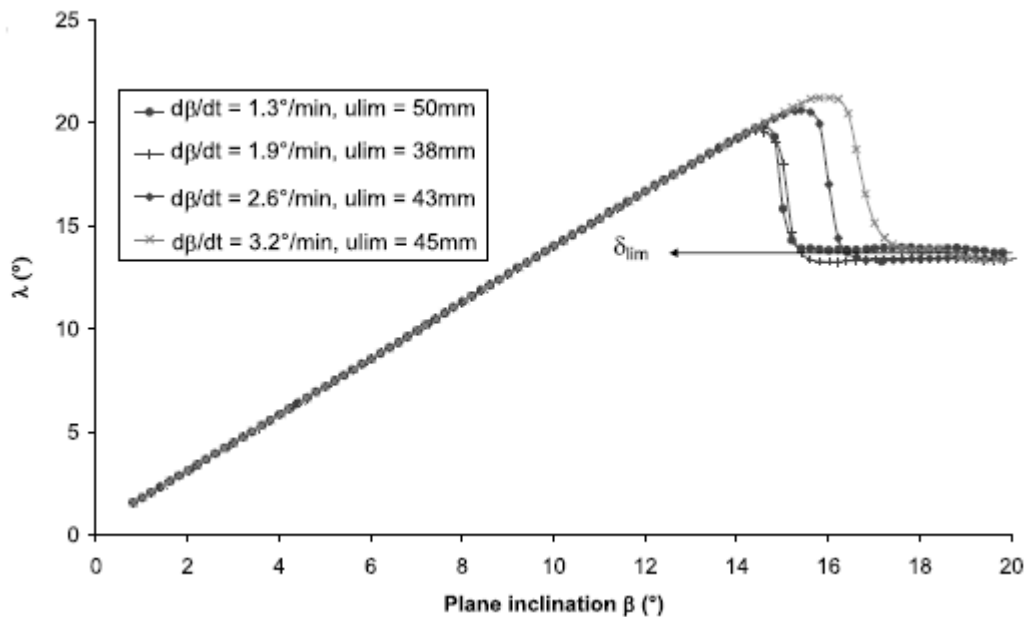


Figura 4.14 Influenza della velocità di prova nei test con piano inclinato (Briançon et al., 2011)

4.2.8 ORIENTAZIONE DEI CAMPIONI

Nello studio di Mitchell et al. (1990) è valutato l'attrito all'interfaccia tra una geomembrana e una georete, con prove di taglio diretto. Quest'interfaccia è una delle più complesse da caratterizzare in quanto la forza di taglio dipende dall'orientazione del campione di georete: la tensione di taglio risulta significativamente inferiore quando la direzione dello scorrimento è parallela ai filamenti della georete rispetto al caso di scorrimento trasversale. Solo nel caso in cui lo scorrimento sia perfettamente parallelo alla direzione dei fili, l'angolo d'attrito assume valori molto bassi. Nel momento in cui ci si discosta di 10-15° dalla direzione allineamento, il comportamento assume le caratteristiche di scorrimento trasversale, con angoli d'attrito maggiori.

4.2.9 DURATA DELLA PROVA

Normalmente, i parametri d'attrito all'interfaccia, misurati nel breve periodo, sono sufficienti per una progettazione sicura. In alcuni casi però la stabilità a lungo termine dipende in maniera rilevante dalla capacità dei geosintetici di sostenere tensioni di taglio per un lungo periodo di tempo. Le discariche per esempio sono tipiche applicazioni in cui i geosintetici, nelle scarpate, sostengono in maniera permanente uno sforzo tagliante. Al fine di ottenere una progettazione conservativa devono quindi essere considerati altri fattori quali la durabilità dei geosintetici, il comportamento al creep e la

resistenza alle cricche di tensione. A questo proposito Seeger et al. (2000) hanno proposto una nuova prova a taglio diretto a lungo termine all'interfaccia GTX-GMB.

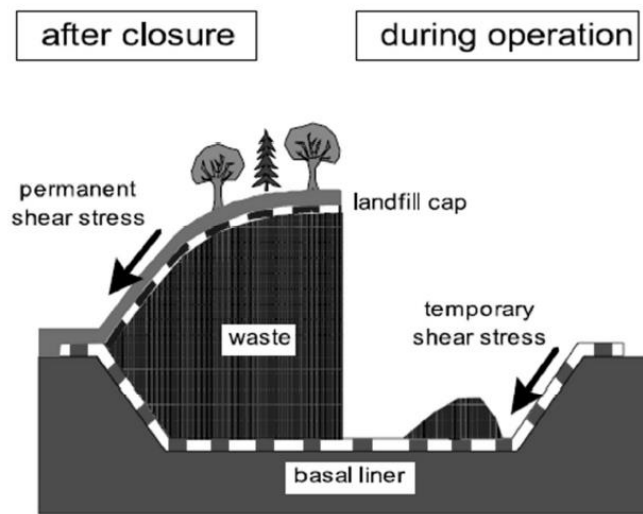


Figura 4.15 Condizioni di carico durante e al termine della costruzione di una discarica (Seeger et al., 2000)

Come si osserva dalla Figura 4.15, i geosintetici di copertura sono soggetti al peso del terreno sovrastante mentre i geosintetici alla base della discarica sono sottoposti a tensioni temporaneamente durante le operazioni di riempimento della discarica. Infatti il corpo dei rifiuti è di per sé stabile e supporta i geosintetici di copertura una volta che la discarica è riempita e i cedimenti dei rifiuti sono avvenuti. Le fasi della prova sono mostrate in Figura 4.16.

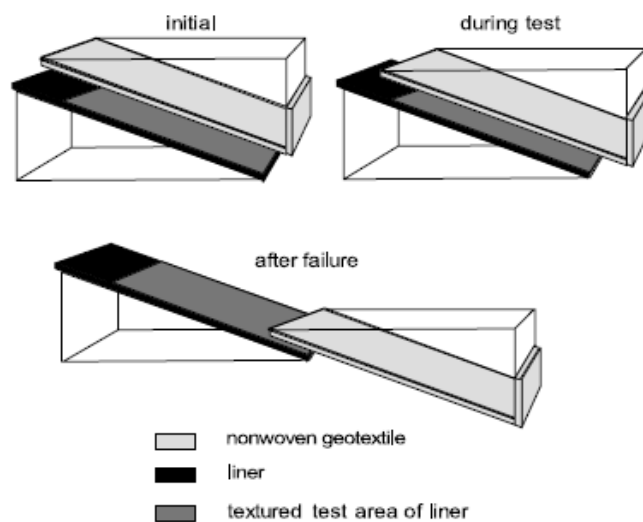


Figura 4.16 Fasi del test di taglio a lungo termine (Seeger et al., 2000)

Durante la prova si verifica uno scorrimento dello strato superiore (geotessuto) e a ciò contribuiscono tre fattori. Nella prima fase, per compensare lo sforzo tagliante applicato, il geotessuto subisce una deformazione tagliante istantanea e scorre leggermente. Nella seconda fase, la forza normale

comprime lentamente il geotessuto. Nella terza fase, il geotessuto scorre lentamente verso il basso. Il primo contributo è il più importante e cessa entro il primo giorno di prova. L'ultimo contributo è trascurabile e di conseguenza, prima dell'instabilità per perdita di attrito, è possibile osservare solo la compressione del GTX.

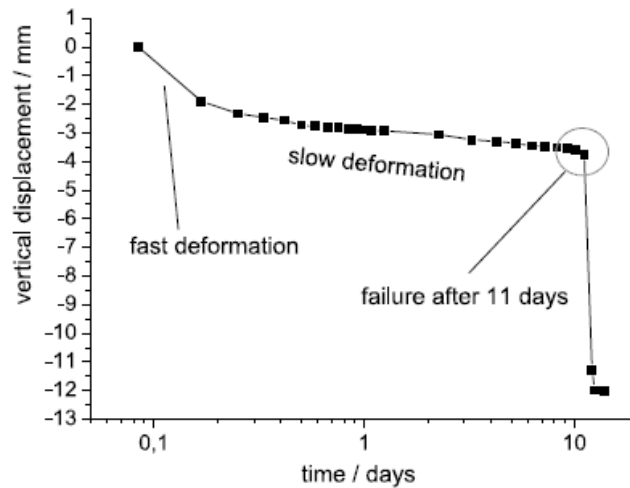


Figura 4.17 Spostamento verticale del geosintetico superiore (Seeger et al., 2000)

La Figura 4.17 mostra un andamento tipico dello spostamento verticale dello strato superiore dal quale si può notare come lo scorrimento iniziale sia quello di maggiore entità. Il fallimento dei campioni è accompagnato da una parziale perdita di ruvidezza del materiale (Figura 4.18), la quale aumenta con il tempo di fallimento ma sembra stabilizzarsi attorno al valore 35%.

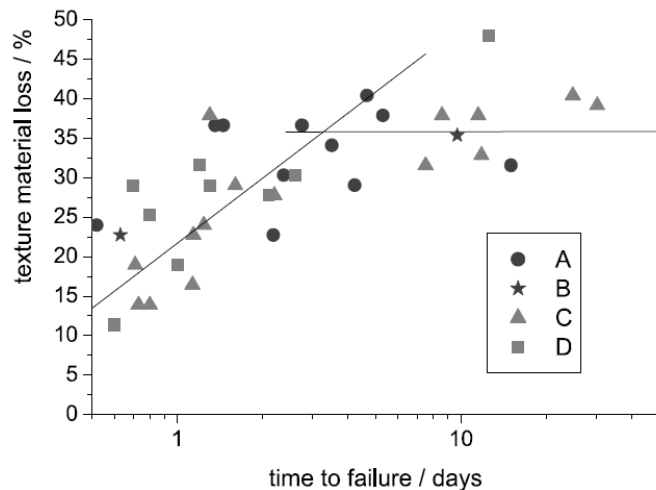


Figura 4.18 Relazione tra tempo di fallimento e perdita di ruvidezza (Seeger et al., 2000)

4.2.10 INFLUENZA DELLA FREQUENZA DEL SEGNALE

Yegian et al. (1992), al fine di valutare il possibile effetto della variazione della frequenza del segnale sul comportamento dinamico dell'interfaccia, hanno eseguito delle prove con la tavola vibrante, variando il valore della frequenza nel range 2-10 Hz e mantenendo costante il livello di carico normale. La variazione della frequenza del segnale ha un piccolissimo effetto sull'accelerazione del blocco, come si evince dalla Figura 4.19. Alla stessa conclusione sono giunti De e Zimmie (1998), i quali hanno eseguito una serie di prove con piastra vibrante sull'interfaccia geomembrana-geotessuto, variando la frequenza del segnale sinusoidale da 5 a 40 Hz. Un'ulteriore conferma dell'indipendenza del comportamento dinamico dell'interfaccia al variare della frequenza si trova nello studio di Park et al. (2004).

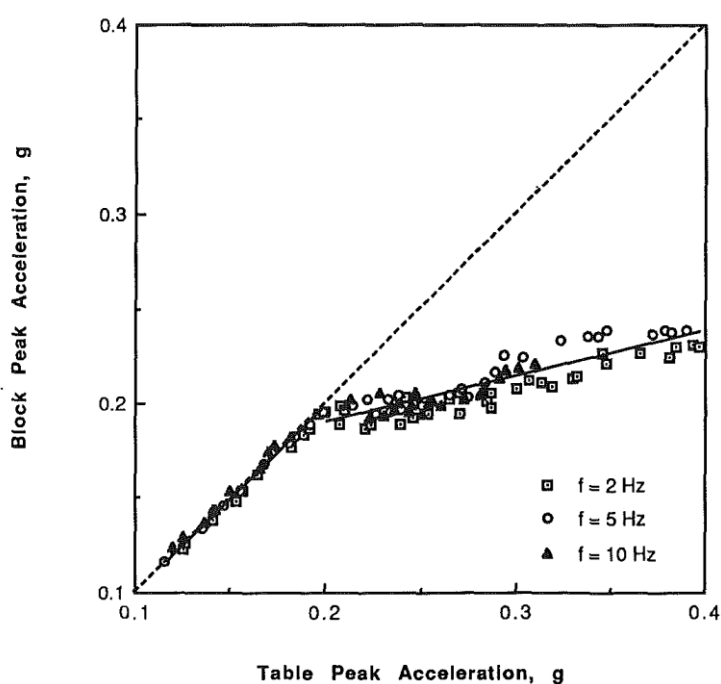


Figura 4.19 Risultati sperimentali ottenuti con tavola vibrante al variare della frequenza del segnale (Yegian e Lahlaf, 1992)

5 ANALISI SPERIMENTALE

L'analisi sperimentale è stata condotta nel Laboratorio di Geotecnica dell'Università degli Studi di Padova. Nel presente Capitolo sono esposte le caratteristiche tecniche dei materiali geosintetici utilizzati, la descrizione dell'apparato sperimentale e le procedure adottate per la caratterizzazione dell'attrito all'interfaccia. L'attrito all'interfaccia tra geosintetici dipende da molti fattori e parametri (Capitolo 4) e di conseguenza nell'analisi sperimentale condotta si è cercato di mettere in luce in particolare modo la variabilità delle proprietà attritive al variare delle condizioni di prova, della velocità e del cinematismo, dell'usura e del carico applicato.

5.1 GEOSINTETICI ANALIZZATI

L'analisi sperimentale è stata condotta su due tipologie di interfacce. La prima interfaccia è composta da una geostuoia rinforzata da geogriglia e un geocomposito drenante. La seconda interfaccia è composta dallo stesso geocomposito drenante del caso precedente e da una geomembrana bugnata. Questi tre geosintetici nell'ordine sopra riportato costituiscono un esempio di "pacchetto di copertura" di una discarica. Nella pratica, al di sopra della geostuoia rinforzata si posiziona il terreno di copertura che penetra all'interno della struttura aperta del geosintetico aumentando la stabilità del sistema. Nella Tabella 9 sotto riportata sono inserite le specifiche tecniche dei materiali utilizzati.

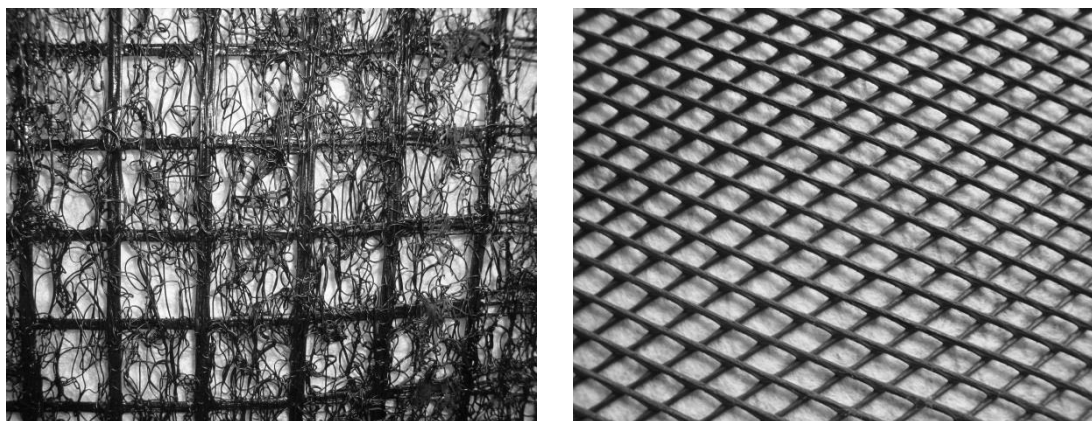


Figura 5.1 Geosintetici utilizzati nella sperimentazione: geostuoia rinforzata con geogriglia (sinistra), geocomposito drenante (destra)

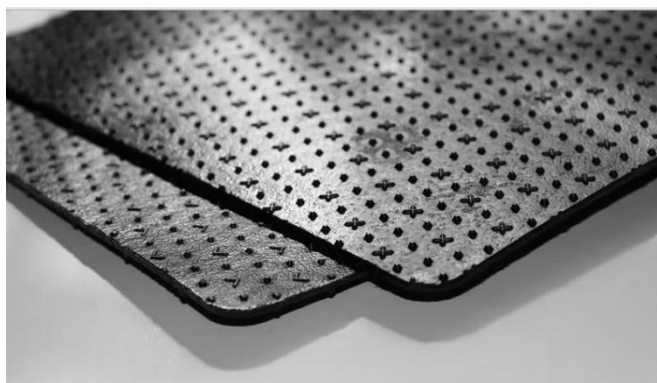


Figura 5.2 Geomembrana bugnata utilizzata nella sperimentazione

Tabella 9 Descrizione e caratteristiche principali dei geosintetici utilizzati

Tipologia di geosintetico	Descrizione	Massa areica [g/m ²]	Spessore [mm]
Geostuoia rinforzata con geogriglia	Geostuoia in polipropilene (PP) e una geogriglia di rinforzo tessuta con trama e ordito in poliestere (PET) ad alta tenacità, protetto da rivestimento in materiale polimerico. Il geosintetico ha una struttura tridimensionale ed è caratterizzato da un indice dei vuoti pari al 90%.	700±100	15±2
Geocomposito drenante	Georete in polietilene ad alta densità (HDPE) accoppiata a due geotessuti non tessuti in polipropilene (PP).	890	5,5±0,3
Geomembrana bugnata	Costituita da polietilene ad alta densità. Presenta delle asperità in superficie distribuite regolarmente. Contiene il 97,5% di polimero e il 2,5% di nero carbone, antiossidanti e stabilizzatori termici.	2000	2±0,15

Sono di seguito riportate le disposizioni dei geosintetici nelle interfacce studiate. Il geosintetico con l'indicazione (U) è stato fissato alla slitta scorrevole; il geosintetico con l'indicazione (L) è stato attaccato al piano inclinabile:

- Geostuoia rinforzata ^(U) – Geocomposito drenante (Lato A) ^(L);
- Geocomposito drenante (Lato B) ^(U) – Geomembrana ^(L).

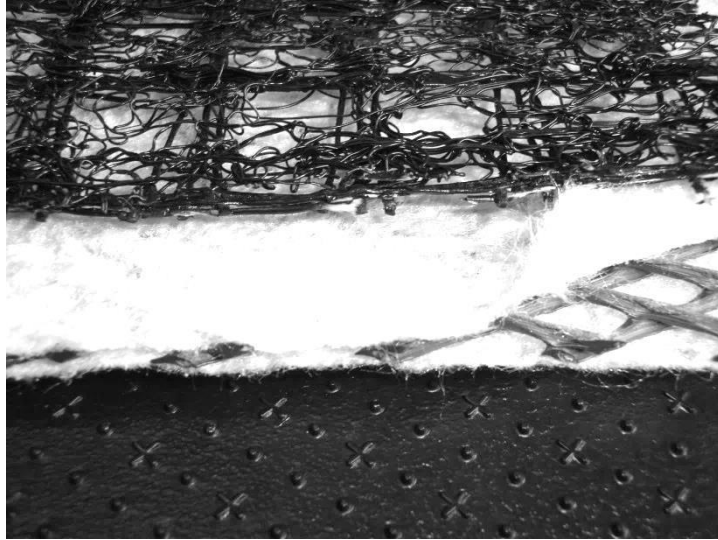


Figura 5.3 Esempio di disposizione delle interfacce analizzate all'interno d una barriera di copertura di una discarica

5.2 APPARECCHIATURA SPERIMENTALE

Il dispositivo di prova utilizzato è costituito da un piano inclinabile tra 0 e 30° rispetto all'orizzontale. Il piano ha lunghezza pari a 1,10 m e larghezza pari a 0,24 m. Al di sopra del piano inclinato è posizionata una slitta mobile che presenta una lunghezza di 0,35 m e una larghezza di 0,20 m. La massa complessiva della slitta può essere fatta variare, mediante l'inserimento di piastre metalliche, in modo da raggiungere pressioni di contatto comprese tra circa 4 kPa e 12 kPa. Il sistema d'inclinazione del piano è manuale e le guide laterali non inducono attriti rilevanti. Le accelerazioni della slitta sono monitorate da un accelerometro piezoelettrico monoassiale.

Sul piano inclinato viene fissato uno dei geosintetici costituenti l'accoppiamento in esame e il secondo geosintetico è fissato sul fondo della slitta; entrambi i campioni sono fissati mediante bullonaggio.

Il dispositivo inclinabile è installato sopra una tavola vibrante monodirezionale. Tale base mobile ha una larghezza di 0,60 m e una lunghezza pari a 0,9 m ed è vincolata con guide lineari a sfere al sistema di contrasto, ove trova sede l'attuatore oleodinamico. Il servo-attuatore è alimentato da una centrale oleodinamica dotata di una pompa capace di erogare una portata di 22 l/min con una pressione massima di 210 Bar, ed è in grado di garantire spostamenti orizzontali massimi di ± 125 mm e una corsa peak-to-peak di 250 mm. La massa complessiva movimentabile, con accelerazione di picco pari a 1g è di 200 kg. La frequenza garantita dal sistema di alimentazione è di 5 Hz in corrispondenza del picco di accelerazione.

L'intero impianto è gestito da scheda elettronica collegata ad un personal computer. Il movimento della tavola viene comandato, attraverso il pistone, dalla scheda elettronica che agisce sull'apertura e sulla chiusura della servo-valvola che regola l'afflusso dell'olio in pressione dalla centrale all'attuatore.

Lo spostamento del pistone viene monitorato in continuo dal trasduttore di posizione di alta precisione. Al fine di generare un pre-determinato moto della tavola occorre fornire alla scheda di controllo la corrispondente time-history degli spostamenti.

L'impianto consente di replicare sia segnali sismici che impulsi regolari, come ad esempio delle sinusoidi. È possibile l'implementazione di terremoti storici presenti nei database nazionali e internazionali.

L'attrezzatura di prova è stata dotata di elevata rigidezza al fine di prevenire la generazione di vibrazioni parassite durante i moti sismici della tavola.

Il sistema così composto consente di indagare la resistenza di interfaccia sotto sollecitazioni sia statiche che dinamiche.

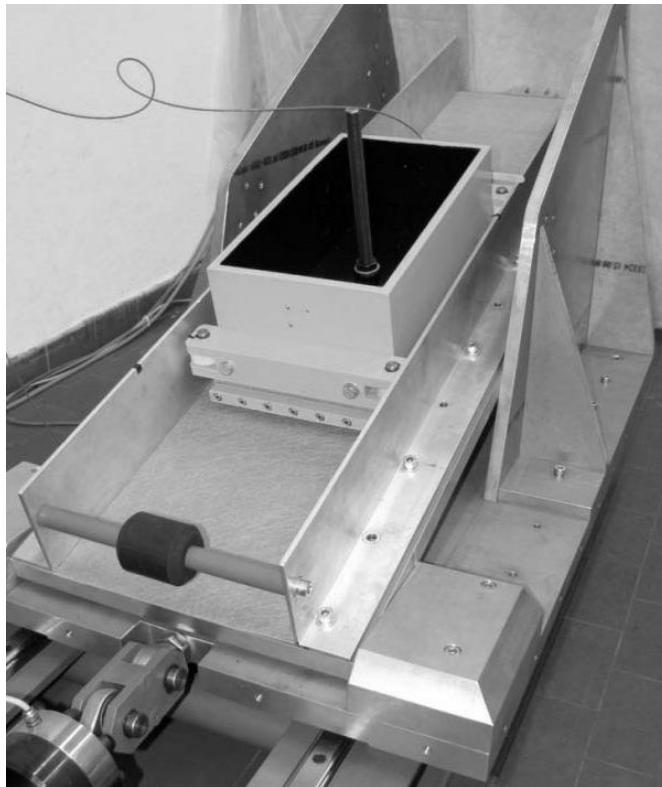


Figura 5.4 Apparecchiatura sperimentale: piano inclinato con blocco scorrevole (Pavanello e al., 2013)

L'apparecchiatura di prova è stata precedentemente tarata utilizzando diversi segnali sismici, sia regolari che irregolari. Dal confronto tra gli spostamenti attesi e quelli effettivamente misurati nel corso della prova dal trasduttore di spostamento del servo attuatore risulta un'ottima corrispondenza tra la time-history dello spostamento, inviata in input alla scheda di controllo, e la posizione effettivamente assunta dalla tavola nel corso della prova. Parallelamente al confronto in termini di spostamento è stato effettuato un confronto in termini di frequenza, mediante la trasformata di Fourier, dell'accelerogramma di riferimento e dell'accelerogramma fissato alla tavola nel corso della prova. La risposta in termini di frequenza è soddisfacente nel range di frequenza significative del sisma (tra 0 e 12 Hz). Per frequenza comprese tra 0 e 6 Hz il rapporto tra le accelerazioni è prossimo all'unità mentre tra 6 e 12 Hz il rapporto tende ad una graduale diminuzione. Per valori di frequenza più alti, in particolare sopra ai 20 Hz, il segnale registrato dall'accelerogramma mostra un'ampiezza superiore a

quella attesa. Tale differenza può essere attribuita alla presenza di vibrazioni della struttura (tavola con piano inclinato) e alle correzioni, operate dalla scheda di controllo, per correggere gli errori di spostamento. Risulta opportuno operare un processamento del segnale registrato dall'accelerometro utilizzando un filtro passa-basso (ad esempio Butterworth). In tal modo il segnale filtrato risulta prossimo a quello atteso per un più ampio range di frequenza (fino a 25 Hz). (Pavanello e Carrubba, 2012; Pavanello et al. 2013)

5.3 PROCEDURE UTILIZZATE

Le procedure di prova utilizzate possono essere suddivise in due categorie: procedure di prova statiche e dinamiche. All'interno della prima categoria rientrano la prova statica, la prova Standard e la prova della forza. All'interno della seconda categoria rientrano le prove di scivolamento e le prove dinamiche. Ogni tipologia di prova permette di ricavare un determinato valore di angolo d'attrito e consente di mettere in luce aspetti diversi del comportamento attritivo all'interfaccia.

5.3.1 PROVA STATICA CON PIANO INCLINATO

La prova statica consiste nell'aumentare gradualmente l'inclinazione del piano inclinato, con una velocità costante pari a circa 3°/min, fino al momento in cui la slitta inizia a scorrere. Con questa prova è possibile ricavare il valore dell'angolo d'attrito statico caratteristico dell'interfaccia tra geosintetici, il quale corrisponde all'angolo di primo distacco. Per l'equilibrio in condizioni statiche l'angolo d'attrito statico equivale all'inclinazione del piano β :

$$\tan\varphi_0 = \tan\beta_0 \quad (5.1)$$

Essendo l'angolo φ_0 determinato in corrispondenza dei primissimi istanti di scorrimento del blocco, dove le velocità sono minime e le accelerazioni nulle, è possibile affermare che tale prova è eseguita in condizioni statiche.

5.3.2 PROVA STANDARD CON PIANO INCLINATO

La prova Standard è eseguita secondo le indicazioni riportate nel Paragrafo 3.2.2. Come nella prova statica, l'inclinazione del piano è stata gradualmente aumentata a velocità costante di 3°/min circa fino al momento in cui la slitta percorre 5 cm. Il valore dell'angolo d'attrito standard corrisponde, come riportato da normativa, all'inclinazione del piano β relativa ad uno spostamento di 5 cm rispetto la posizione iniziale della slitta:

$$\tan\varphi_{50} = \tan\beta_{50} \quad (5.2)$$

Nonostante la normativa EN ISO 12957-2 (2005) consideri l'equilibrio della slitta in condizioni statiche, in realtà le condizioni sono cinematiche in quanto il blocco possiede una determinata velocità e accelerazione non sempre trascurabili.

5.3.3 PROVA DELLA FORZA CON PIANO INCLINATO

Questa tipologia di prova è eseguita facendo scorrere il blocco ad una fissata inclinazione del piano. A fine corsa è disposto un manometro che rileva una misura di deformazione, convertibile in una misura di forza attraverso una costante. Nel momento in cui il blocco entra in contatto col manometro, si aziona il cronometro e si registrano i valori di deformazione a determinati intervalli temporali (10s, 20s, 30s, 60s, 120s, ecc). Dopo un certo tempo (circa 6 minuti), dopo il quale il valore di deformazione si è stabilizzato, si aumenta l'inclinazione del piano e si procede alla nuova misurazione. Questa procedura si esegue per 4-5 pendenze diverse del piano inclinato e ha lo scopo di dare un'indicazione dell'angolo d'attrito in condizioni statiche in funzione del tempo. Una volta determinata la forza F si procede al calcolo dell'angolo d'attrito utilizzando la relazione:

$$\tan\varphi_{lim} = \tan\beta - \frac{F(\beta)}{W\cos\beta} \quad (5.3)$$

Tale prova permette di valutare quindi eventuali effetti viscosi e di creep, non percepibili con la prova statica.



Figura 5.5 Dettaglio relativo alla prova con il metodo della forza

5.3.4 PROVA DI SCIVOLAMENTO CON PIANO INCLINATO

La prova di scivolamento è una prova eseguita in condizioni dinamiche e ha lo scopo di caratterizzare l'angolo d'attrito dinamico all'interfaccia tra geosintetici. La prova si esegue tenendo bloccata la slitta e aumentando l'inclinazione del piano fino a raggiungere un valore superiore all'inclinazione β_0 . In seguito si svincola la slitta la quale, in relazione al tipo di interfaccia in esame, manifesta un determinato comportamento (moto uniforme o moto accelerato). Rilevati i valori di accelerazione γ del blocco è possibile ricavare l'angolo d'attrito dinamico utilizzando la seguente formula:

$$\tan\varphi_{dyn} = \tan\beta_{dyn} - \frac{1}{\cos\beta_{dyn}} \frac{\gamma}{g} \quad (5.4)$$

Per comprendere se l'angolo d'attrito dinamico varia al variare della velocità di scorrimento, è necessario rilevare la velocità del blocco. A tale scopo si effettua un'analisi video con il programma Matlab per mezzo del quale, a partire dal filmato della prova, è possibile ricavare gli spostamenti e di conseguenza le velocità e accelerazioni nel tempo. In tal modo è possibile associare, a valori puntuali di velocità, valori puntuali di accelerazione e quindi di angolo d'attrito dinamico. Si osserva che nel caso in cui lo scorrimento del blocco sia molto lento, è possibile ricavare la velocità utilizzando un cronometro. In quest'ultimo caso, essendo le accelerazioni nulle, l'angolo d'attrito dinamico coincide con l'inclinazione del piano:

$$\tan\varphi_{dyn} = \tan\beta_{dyn} \quad (5.5)$$

5.3.5 PROVE DINAMICHE CON TAVOLA VIBRANTE

Le prove dinamiche sono eseguite utilizzando la tavola vibrante sollecitata con forzanti sinusoidali e sismiche. Le prove con segnali sinusoidali sono effettuate per diversi valori di frequenza del segnale e diverse accelerazioni di picco.

Per le prove sismiche sono stati utilizzati due segnali relativi a due terremoti avvenuti in Italia. Un primo segnale simula il terremoto de L'Aquila avvenuto il 6 Aprile dell'anno 2009. Il segnale utilizzato corrisponde alla registrazione nella stazione di Valle Aterno e alla componente WE. L'accelerazione di picco (PGA) è pari a 0,66g.

Il secondo segnale sismico corrisponde alla componente NS del terremoto Umbria-Marche avvenuto il 26 Settembre dell'anno 1997 e registrato nella stazione di Nocera Umbra. Il segnale è stato scalato a 0,66g. I due segnali sismici hanno dunque stessa PGA ma diverso contenuto di frequenza.

Durante le prove dinamiche con forzante sinusoidale o sismica, l'inclinazione del piano può essere nulla o fissata ad un determinato valore. Nel primo caso il blocco scorre nell'intorno della posizione iniziale, nel secondo caso invece il blocco scivola verso la parte bassa del piano inclinato, raggiungendo o meno fine corsa, in relazione al tipo e alla frequenza del segnale e all'accelerazione della tavola.

Per determinare il valore dell'angolo d'attrito dinamico si analizza il valore di accelerazione critica del blocco a_b , ovvero il massimo valore di accelerazione. È necessario approfondire la trattazione analitica inerente all'attrito dinamico, distinguendo due casi:

- Inclinazione del piano nulla
- Inclinazione del piano diversa da zero

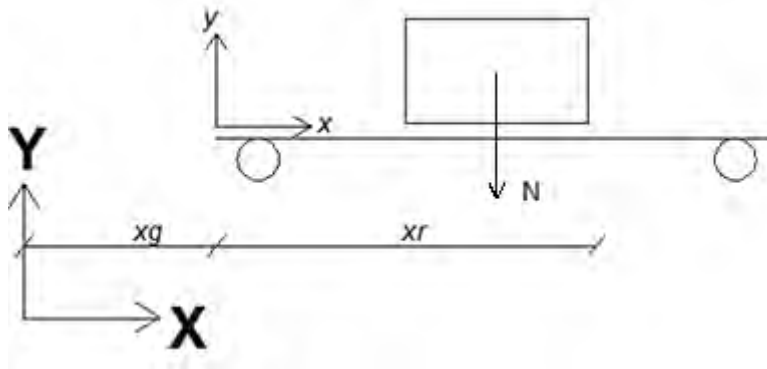


Figura 5.6 Sistema di riferimento nel caso di inclinazione nulla del piano

Nel caso di blocco disposto su piano orizzontale, l'equilibrio delle forze agenti in direzione orizzontale fornisce la seguente espressione:

$$R = m\ddot{x}_{tot} \quad (5.6)$$

nella quale R è la componente orizzontale della reazione vincolare, m è la massa del blocco e \ddot{x}_{tot} è l'accelerazione totale del blocco rispetto ad un riferimento fisso. Questa accelerazione può essere espressa come somma dell'accelerazione del piano (\ddot{x}_g) e dell'accelerazione relativa (\ddot{x}_r) tra il piano e il blocco:

$$\ddot{x}_{tot} = \ddot{x}_r + \ddot{x}_g \quad (5.7)$$

La componente orizzontale della reazione vincolare può assumere un valore massimo, prima dell'inizio del moto relativo, pari a

$$R_{max} = mg \tan \varphi_0 \quad (5.8)$$

ove g è l'accelerazione di gravità e φ_0 è l'angolo di attrito statico. Parallelamente, in condizioni di moto relativo la componente R sarà pari a

$$R_{max} = mg \tan \varphi_{dyn} \quad (5.9)$$

Sostituendo nell'espressione precedente, si ottiene che in condizioni di inizio moto ($\ddot{x}_r = 0$) deve valere:

$$R_{max} = mg \tan \varphi_0 = m\ddot{x}_{tot} = m(\ddot{x}_r + \ddot{x}_g) \quad (5.10)$$

Risulta:

$$\tan \varphi_0 = \frac{\ddot{x}_g}{g} \quad (5.11)$$

ove il termine \ddot{x}_g/g è anche detto accelerazione critica o di soglia. Il valore di \ddot{x}_g , dal punto di vista pratico, è il valore di accelerazione del segnale dinamico trasmesso dalla tavola.

In maniera similare, in condizioni di moto relativo, si ottiene:

$$\tan \varphi_{dyn} = \frac{\ddot{x}_{tot}}{g} \quad (5.12)$$

Per ricavare il valore dell'angolo d'attrito dinamico si fa riferimento dunque al valore di accelerazione totale che, nella pratica, è fornito dall'accelerometro fissato al blocco. Dalla prova eseguita con tavola vibrante è possibile ricavare anche il valore dell'angolo d'attrito statico ma per determinarlo è necessario valutare l'esatto valore puntuale di accelerazione \ddot{x}_g in corrispondenza del quale il blocco inizia il moto relativo. Il valore di φ_0 nel caso in esame non è stato considerato in quanto, vista l'imprecisione che si avrebbe nella valutazione di un valore puntuale di accelerazione, il valore di attrito statico risulterebbe impreciso. Per determinare il valore di φ_{dyn} è stato valutato il valore di \ddot{x}_{tot} . Poiché tale valore risulta fortemente variabile, è stato considerandolo costante all'interno di intervalli temporali, scelti opportunamente.

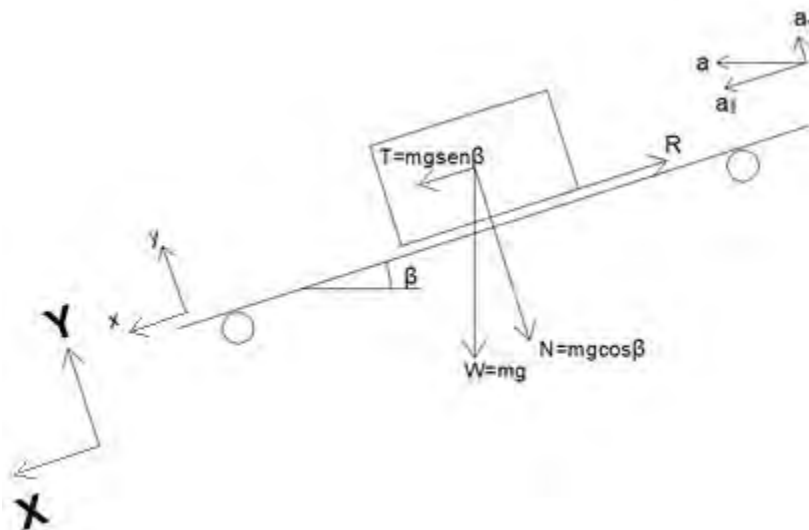


Figura 5.7 Sistema di riferimento nel caso di piano con inclinazione diversa da zero

Nel caso di blocco disposto su piano inclinato l'equilibrio delle forze in direzione parallela al piano può essere espresso nella seguente forma:

$$T - R = m\ddot{x}_{tot} \quad (5.13)$$

nella quale T è la componente parallela al piano della forza peso $T = mg \sin \beta$ ed R è la componente parallela al piano della reazione vincolare, il cui valore massimo mobilizzabile è dato da

$$R_{max} = N' \tan \varphi \quad (5.14)$$

essendo N' la componente normale al piano della reazione vincolare, pari alla somma del contributo del peso del blocco stesso e della forza legata alla componente normale dell'accelerazione (peso apparente):

$$N' = N + m\ddot{y}_g = mg \cos \beta + m\ddot{y}_g \quad (5.15)$$

Sostituendo nell'equazione dell'equilibrio e rielaborando la forma si trova:

$$\ddot{x}_r = g \sin \beta - g \cos \beta \tan \varphi - \ddot{y}_g \tan \varphi - \ddot{x}_g \quad (5.16)$$

Considerando la condizione di moto relativo incipiente ($\ddot{x}_r = 0$) e considerando che vale $\ddot{y}_g = \ddot{x}_g \tan \beta$ risulta:

$$\tan \varphi_0 = \frac{\sin \beta - \frac{\ddot{x}_g}{g}}{\cos \beta + \frac{\ddot{x}_g}{g} \tan \beta} \quad (5.17)$$

In forma del tutto equivalente, indicando con $a = \ddot{x}_g / \cos \beta$ il modulo del vettore accelerazione orizzontale (che corrisponde alla componente inviata alla tavola vibrante) si può anche scrivere:

$$\frac{a}{g} = \frac{\tan \varphi_0 - \tan \beta}{1 + \tan \beta \tan \varphi_0} = \tan(\varphi_0 - \beta) \quad (5.18)$$

In condizioni di moto relativo ($\ddot{x}_r \neq 0$) l'equazione di equilibrio dinamico diventa:

$$\ddot{x}_{tot} = g \sin \beta - g \cos \beta \tan \varphi_{dyn} - \ddot{x}_g \tan \beta \tan \varphi_{dyn} \quad (5.19)$$

Da cui:

$$\tan \varphi_{dyn} = \frac{\sin \beta - \frac{\ddot{x}_{tot}}{g}}{\cos \beta + \frac{\ddot{x}_g}{g} \tan \beta} \quad (5.20)$$

La differenza tra le formule 5.17 e 5.20 è il termine di accelerazione al numeratore in quanto nel primo caso è l'accelerazione della tavola, nel secondo caso è l'accelerazione totale. La differenza tra φ_0 e φ_{dyn} deriva dunque dalla differenza tra \ddot{x}_g e \ddot{x}_{tot} . Mentre φ_0 varia poiché varia \ddot{x}_g , la valutazione di φ_{dyn} è più complicata in quanto nella formula 5.20 sono presenti due termini che variano e le modalità in cui i due termini di accelerazione cambiano nel tempo dipendono direttamente dalle caratteristiche dell'interfaccia. Si osserva che le equazioni della dinamica non dipendono dalla massa del blocco ma esclusivamente dall'inclinazione del piano e dall'angolo d'attrito (Pavanello P.).

Nel caso in esame, per la valutazione dell'angolo d'attrito dinamico è stata considerata la formula 5.12 per inclinazione nulla del piano e la relazione 5.18 nel caso di inclinazione non nulla del piano. Poiché

le prove dinamiche sono state effettuate con pendenze del piano massime pari a 15°, l'effetto della componente di accelerazione ortogonale al piano risulta trascurabile.

Come per le prove di scivolamento, anche in questo caso è possibile associare il valore della velocità di scorrimento al valore dell'angolo dell'attrito cinematico, effettuando l'analisi video con Matlab.

5.3.6 ANALISI NUMERICA

Parallelamente alla procedura sperimentale, è possibile effettuare un'analisi numerica utilizzando un programma in Matlab che simula il comportamento del blocco scorrevole per diverse sollecitazioni dinamiche.

Il modello numerico si basa sul blocco di Newmark, sollecitato da impulsi verticali e orizzontali. Non è consentita la separazione tra piano e blocco. Come analizzato nel Paragrafo precedente (5.3.5), nel momento in cui l'accelerazione della tavola raggiunge il valore critico, la resistenza massima viene mobilitata (equilibrio statico) e appena tale valore viene superato, il blocco scivola (equilibrio dinamico). Quando l'accelerazione della tavola scende al di sotto del valore critico, il blocco rallenta e si ferma; quando la tavola supera l'accelerazione critica il blocco si rimette in moto e di conseguenza si accumulano spostamenti nel tempo. Poiché è negata la separazione tra blocco e piano, il moto del blocco è descrivibile mediante un'unica equazione differenziale, nella quale intervengono la componente orizzontale e verticale del moto della tavola. Il programma utilizzato permette di integrare l'equazione della dinamica 5.16 e di ricavare la time-history degli spostamenti relativi del blocco per qualsiasi time-history di accelerazioni della tavola. Al fine di integrare l'equazione del moto, è ipotizzata una variazione lineare dell'accelerazione della tavola all'interno di intervalli Δt .

Considerando che il moto può avvenire sia verso l'alto che verso il basso, l'equazione della dinamica propriamente corretta è:

$$\ddot{x}_r = g \sin \beta \pm g \cos \beta \tan \varphi \pm \ddot{y}_g \tan \varphi - \ddot{x}_g \quad (5.21)$$

Partendo dalla posizione statica iniziale, gli scorrimenti verso il basso si attivano per la condizione:

$$\ddot{x}_g < g \sin \beta - g \cos \beta \tan \varphi - \ddot{y}_g \tan \varphi \quad (5.22)$$

Da questo istante spostamenti e velocità sono positivi ($x_r > 0; \dot{x}_r > 0$). Gli scorrimenti verso l'alto si attivano se vale la condizione:

$$\ddot{x}_g > g \sin \beta + g \cos \beta \tan \varphi + \ddot{y}_g \tan \varphi \quad (5.23)$$

Da questo istante spostamenti e velocità sono negativi ($x_r < 0; \dot{x}_r < 0$). In entrambe le condizioni l'equazione 5.21 può essere integrata finché il blocco non si ferma ($\dot{x}_r = 0$).

Le accelerazioni di input, \ddot{x}_g e \ddot{y}_g , sono espresse in termini di accelerazione orizzontale e verticale \ddot{X}_g e \ddot{Y}_g , rispetto un sistema di riferimento assoluto X-Y (Figura 5.8). Il procedimento risolutivo è iterativo: quando l'accelerazione del piano eccede il valore critico alla fine di un intervallo di tempo Δt , l'algoritmo risolutivo ricerca l'istante esatto in cui lo spostamento ha inizio (P. Pavanello, UNIPD).

Dal confronto tra risultati sperimentali e numerici è possibile valutare la precisione con cui il programma prevede il comportamento dell'interfaccia tra geosintetici per qualunque sollecitazione dinamica.

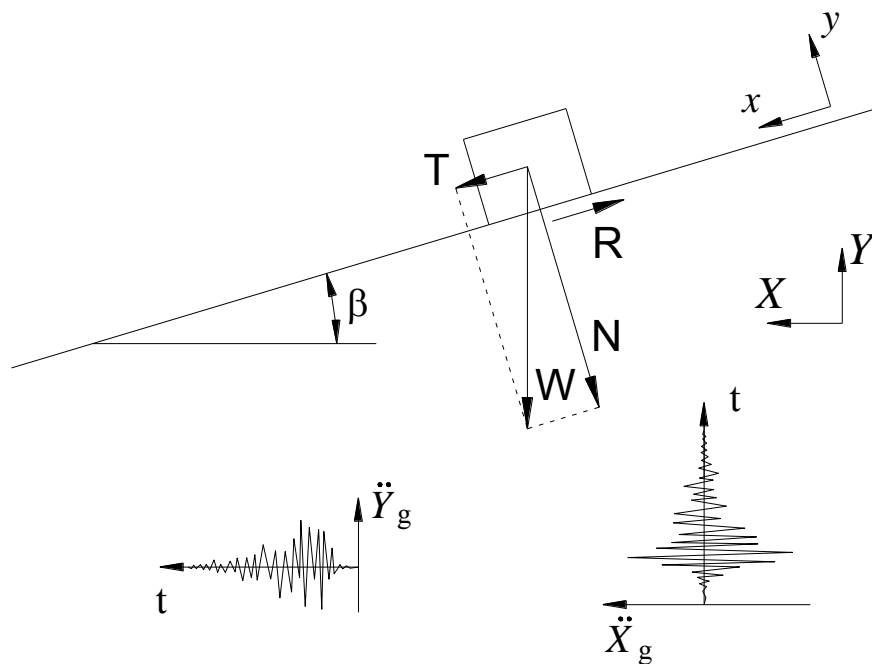


Figura 5.8 Modello del blocco su piano inclinato soggetto ad accelerazione del piano orizzontale e verticale (Carrubba P. e Pavanello P., 2011)

I dati di input dell'algoritmo risolutivo sono la pendenza del piano inclinato e il valore dell'angolo d'attrito dinamico. Dall'analisi dei dati ricavati dalle prove di scivolamento e dinamiche, l'angolo d'attrito può risultare costante con la velocità oppure variabile. In questo secondo caso è necessario inserire nel programma la legge di variazione dell'angolo dinamico in funzione della velocità.

5.4 RISULTATI SPERIMENTALI DELL'INTERFACCIA GEOSTUOIA RINFORZATA-GEOCOMPOSITO DRENANTE

Al fine di analizzare il comportamento attritivo all'interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante, sono state effettuate tutte le prove riportate al Paragrafo 5.3. Si riporta in Tabella 10 il programma di prove eseguito sui 5 campioni di interfaccia in esame.

Tabella 10 Programma delle prove eseguite sui 5 campioni di interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante

	2A	2B	2C	2D	2E
Prova statica	✓	✓	✓	✓	
Prova Standard	✓	✓			
Prova della forza	✓	✓	✓	✓	
Prova di scivolamento	✓	✓	✓	✓	
Prova dinamica con forzante sinusoidale			✓		✓
Prova dinamica con forzante sismica				✓	

5.4.1 PROVA STATICA E PROVA STANDARD

La prova statica è stata eseguita su tre campioni, rispettivamente denominati 2A, 2B, 2C, con un carico normale pari a 5,35 kPa. La prova è stata eseguita anche su un quarto campione, denominato 2D, con carico variabile da 5,35 a 13,86 kPa.

La prova Standard è stata eseguita sui due campioni denominati 2A e 2B, per poter confrontare i valori di angolo d'attrito nelle due diverse tipologie di prova. Successivamente alla prova statica eseguita sui campioni vergini sono state eseguite, per le interfacce 2A e 2B, delle prove statiche consecutive per valutare la diminuzione dell'angolo d'attrito statico e la sua stabilizzazione all'aumentare dell'usura. Le serie di dati relative alle prove statiche sono state distinte secondo le

giornate in cui si è eseguita la prova, per poter valutare l'eventuale influenza di periodi di quiete e la possibilità di variazione dell'angolo d'attrito statico tra una serie di prove e l'altra.

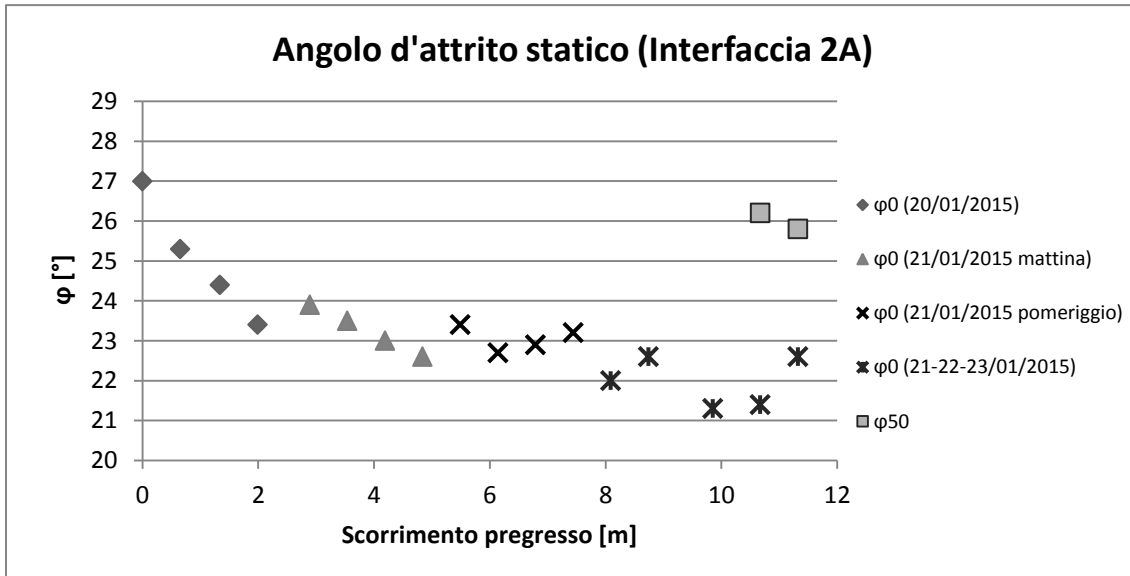


Grafico 1 Risultati delle prove statiche e Standard sull'interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante, campione 2A.

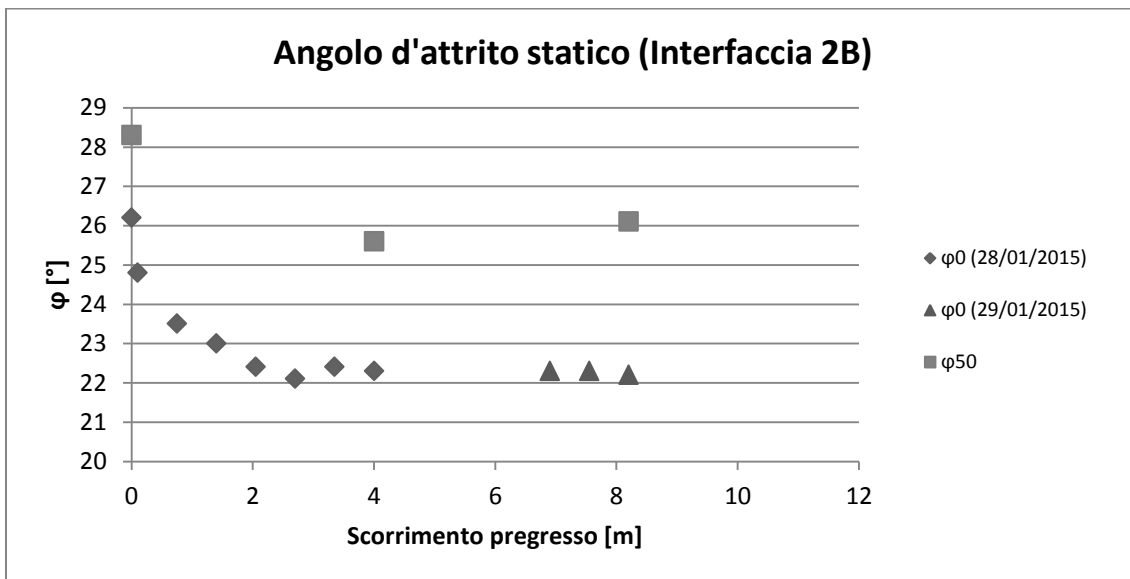


Grafico 2 Risultati delle prove statiche e Standard sull'interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante, campione 2B.

Tabella 11 Angoli d'attrito statico φ_0 e φ_{50} di campioni vergini.

Interfaccia	Scorrimento progressivo [m]	φ_0 [°]	φ_{50} [°]
2A	0	27	/
2B	0	26,2	28,3
2C	0	26,5	/
Valore medio		$26,6 \pm 0,4$	

Tabella 12 Angoli d'attrito statico φ_0 e φ_{50} di campioni usurati.

Interfaccia	Scorrimento progressivo [m]	φ_0 [°]	φ_{50} [°]
2A	$11 \pm 0,3$	$22 \pm 0,6$	$26 \pm 0,2$
2B	8,2	22,2	26,1
Valore medio	$9,5 \pm 0,3$	$22,1 \pm 0,6$	$26,05 \pm 0,2$

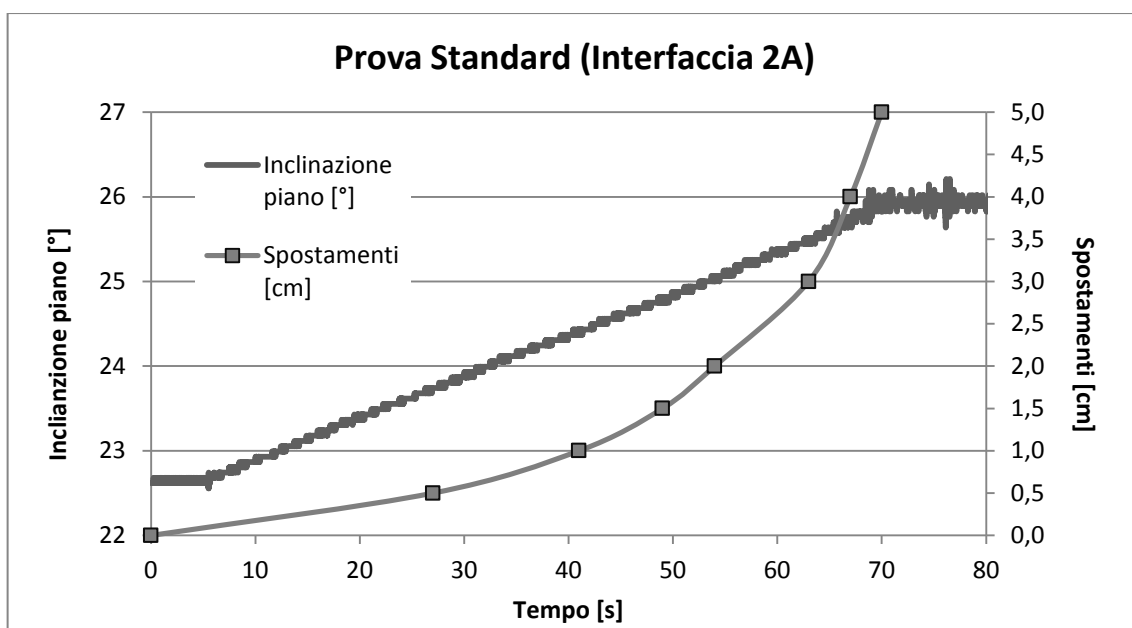


Grafico 3 Risultati della prova Standard eseguita sull'interfaccia 2A con scorrimento progressivo pari a 11,3 m.

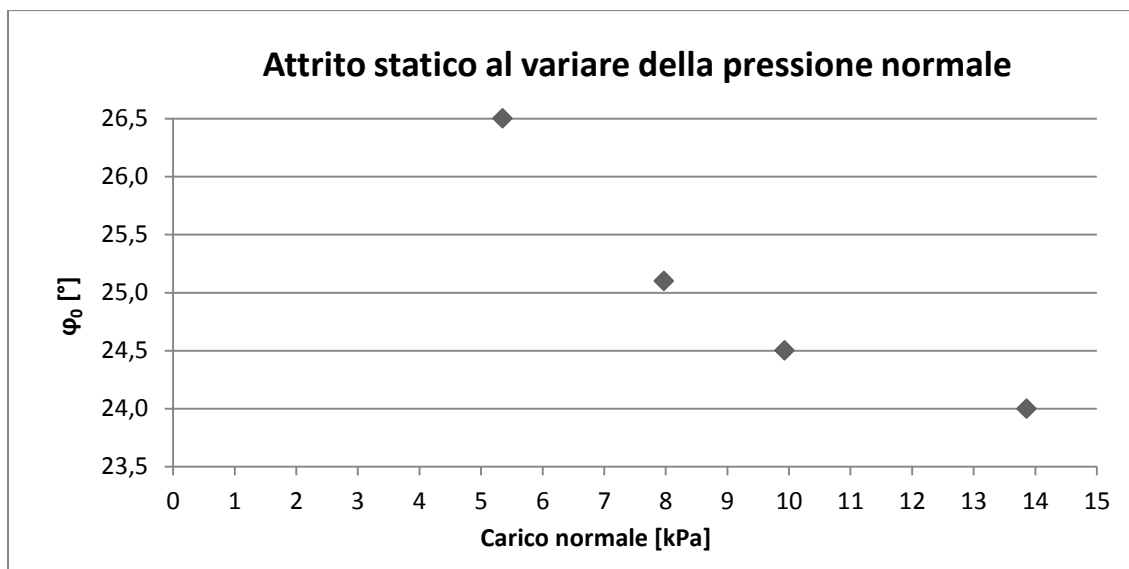


Grafico 4 Risultati delle prove statiche eseguite sull'interfaccia 2D con carico normale variabile.

Nella Tabella 11 sono riportati i valori di angolo di primo distacco, φ_0 , relativi alle prove statiche eseguite sui tre campioni di interfaccia 2A, 2B e 2C, per uno scorrimento pregresso nullo (campioni vergini). Si osserva come le prove diano risultati coerenti e si può considerare come angolo di primo distacco per l'interfaccia geostuoia rinforzata – geocomposito drenante il valore medio $26,6^\circ \pm 0,4^\circ$. Il valore dell'angolo d'attrito statico diminuisce con l'aumento dello scorrimento pregresso della slitta e quindi all'aumentare dell'usura dei campioni, fino a stabilizzarsi ad un valore pari a circa $22^\circ \pm 0,6^\circ$. Il campione di interfaccia 2A mostra un comportamento più irregolare rispetto al campione 2B e in particolare si osserva come oltre agli 8 m di usura, i risultati diventino instabili. Ciò può essere dovuto al fatto che mentre la prima fase di diminuzione dell'attrito è governata dall'orientazione delle fibre del geotessuto e allo schiacciamento della struttura tridimensionale della geostuoia, la seconda fase (oltre 8 m di usura) è governata dalla lacerazione delle fibre. A livello microscopico tra le interfacce vi è forte incastro di fibre e di conseguenza la loro lacerazione e deformazione può comportare forte variabilità nello scorrimento e nel comportamento attritivo. Inoltre il campione 2A (Grafico 1) presenta un "recupero" di attrito in seguito a lunghi intervalli di sosta della slitta. Questo fenomeno non si verifica nell'interfaccia 2B e questo può indicare la presenza di eterogeneità dei campioni.

In relazione al comportamento attritivo statico per l'interfaccia in questione si è osservato che, successivamente alla mobilitazione del blocco per il raggiungimento dell'angolo φ_0 , diminuendo l'inclinazione del piano di qualche grado, il blocco continua a scorrere. In particolare, per il campione vergine 2C, il blocco si è fermato solo ad un'inclinazione pari a $\bar{\varphi} = 21,9^\circ$, sebbene l'angolo di primo distacco sia $26,5^\circ$. Il valore $\bar{\varphi}$ sembra diminuire all'aumentare dello scorrimento pregresso. I valori di $\bar{\varphi}$ verranno in seguito richiamati per un confronto con la prova della forza. Infatti le condizioni del blocco sono le medesime: in entrambi i casi il blocco non parte da fermo.

Tabella 13 Valore dell'angolo statico minimo in corrispondenza del quale il blocco, già mobilitato, si ferma.

Campione	Scorrimento pregresso [m]	φ_0 [°]	$\bar{\varphi}$ [°]	Condizioni di moto
2C	0	26,5	25	movimento evidente
			23,8	movimento evidente
			23,1	movimento lento
			22,5	movimento lentissimo
			21,9	Sembra non muoversi
2A	1,34	24,4	20	movimento lentissimo
			19,3	Sembra non muoversi

Lo scorrimento molto lento che il blocco manifesta quando si mobilita e la condizione di movimento anche per un'inclinazione inferiore all'angolo di primo distacco, hanno comportato la necessità di effettuare una prova statica a lungo termine per verificare se il blocco, avendo a disposizione più tempo per maturare scorrimenti, si mobilita a pendenze inferiori a φ_0 . La prova è stata eseguita sul campione 2C e 2D i quali hanno mostrato i primissimi scorrimenti a partire da un'inclinazione inferiore a φ_0 . (Tabella 14).

Tabella 14 Angolo d'attrito statico di primo distacco determinato con prova statica a lungo termine su campione vergine

Campione	Scorrimento pregresso [m]	$\varphi_{0,t \rightarrow \infty}$ [°]	$\varphi_{0,medio}$ [°]
2D	0	24	$26,6 \pm 0,4$
2C	0,25	22,5	$26,6 \pm 0,4$

Parallelamente alle prove statiche sono state eseguite le prove Standard, a diversi livelli di usura. Dal Grafico 2 si può osservare la differenza tra i valori di angolo d'attrito di primo distacco e angolo d'attrito Standard sia nel caso di campione vergine. La differenza permane anche ad alti livello di usura (Grafico 1 e Grafico 2). In particolare, il valore dell'angolo d'attrito Standard φ_{50} è maggiore del valore φ_0 di circa 2° nel caso di interfaccia vergine e di circa 4° nel caso di interfaccia con usura maggiore ai 4 m. Si dimostra dunque come la caratterizzazione dell'attrito all'interfaccia tra geosintetici attraverso la prova riportata in normativa non sia conservativa ai fini della progettazione. In particolare, dal Grafico 3, si nota come la prima fase dello scorrimento sia caratterizzata da moto accelerato. Di conseguenza la valutazione dell'angolo φ_{50} attraverso l'equilibrio statico risulta concettualmente errata.

Dal Grafico 4 è possibile osservare la variazione dell'angolo statico di primo distacco al variare del carico normale applicato. L'attrito statico, in accordo con i risultati riportati in letteratura, diminuisce all'aumentare della pressione normale. Nel caso in esame si osserva una forte diminuzione di φ_0 variando il carico da 5,35 a 13,86 kPa. Nei punti successivi, relativi a carichi maggiori, la diminuzione è evidente ma meno importante. Questo aspetto è da tenere in considerazione nel caso in cui, sulla barriera di copertura di una discarica siano previste elevate pressioni normali. La spiegazione della diminuzione dell'attrito statico in relazione all'aumento della pressione normale può ritrovarsi nella variazione della pressione all'interfaccia tra i geosintetici e quindi ad una diversa interazione tra i due materiali a contatto. Inoltre è necessario considerare la deformazione che l'incremento di carico comporta sulla struttura tridimensionale della geostuoia e sulla georete che compone il geocomposito drenante. La prima risulta infatti molto flessibile e deformabile; la seconda, nonostante abbia una struttura rigida, mostra una certa comprimibilità in senso trasversale al piano.

5.4.2 PROVA DELLA FORZA

La prova della forza è stata eseguita su quattro campioni, rispettivamente 2A, 2B, 2C e 2D. Ogni prova è composta da quattro o cinque fasi, ognuna associata ad una diversa inclinazione del piano. Le prove sono state effettuate a differenti livelli di usura per valutare la variabilità dell'attrito statico in funzione della variazione delle proprietà superficiali dei geosintetici. Si riportano di seguito i risultati delle prove eseguite sull'interfaccia 2B relative ad uno scorrimento pregresso della slitta di 0,1 m e di 18,6 m. L'angolo d'attrito statico determinato con la prova della forza viene indicato con φ_{lim} per distinguerlo dall'angolo statico φ_0 determinato con la prova statica

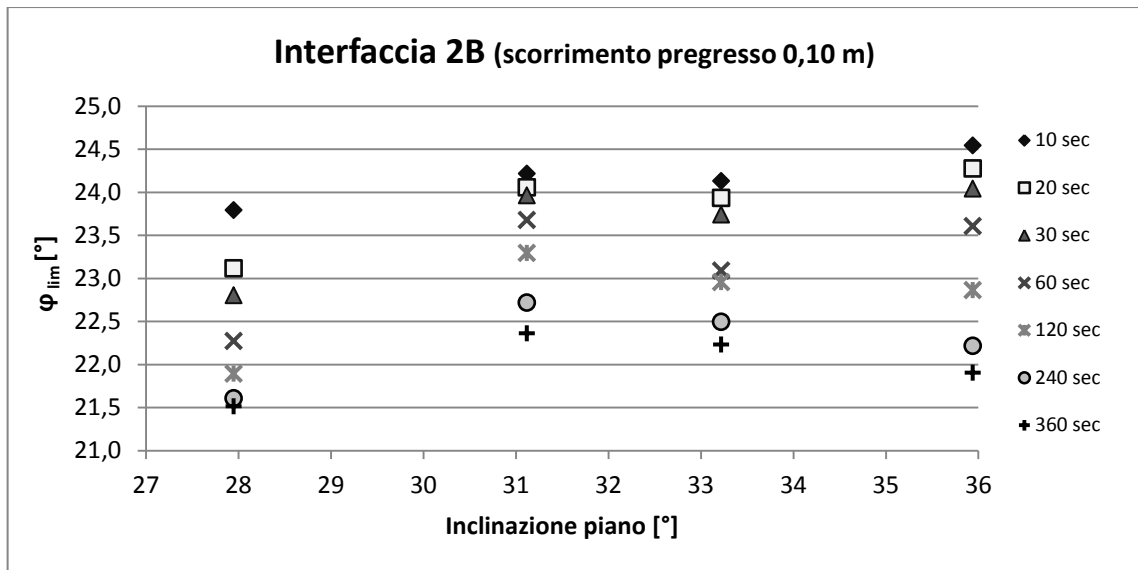


Grafico 5 Prova della forza sull'interfaccia 2B con scorrimento pregresso della slitta pari a 10 cm. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova

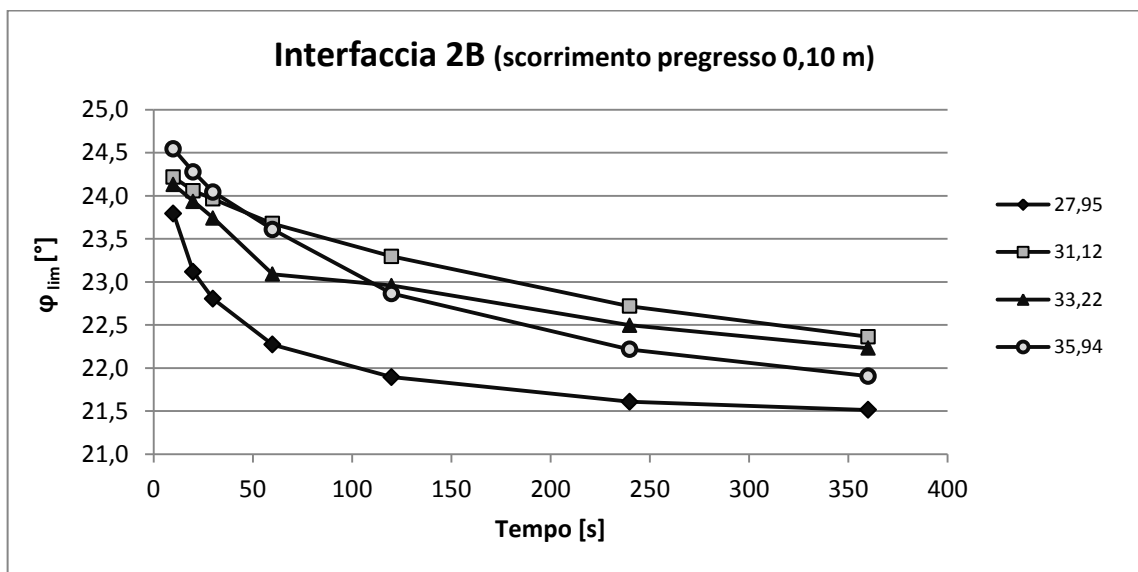


Grafico 6 Prova della forza sull'interfaccia 2B con scorrimento pregresso della slitta pari a 10 cm. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.

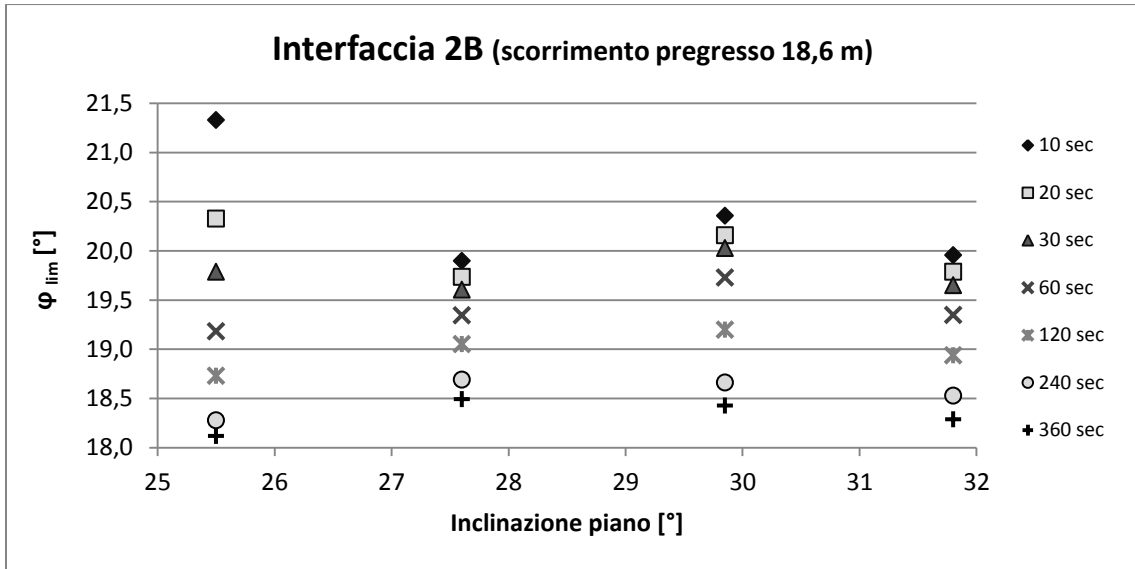


Grafico 7 Prova della forza sull'interfaccia 2B con scorrimento progressivo della slitta pari a 18,6 m. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova

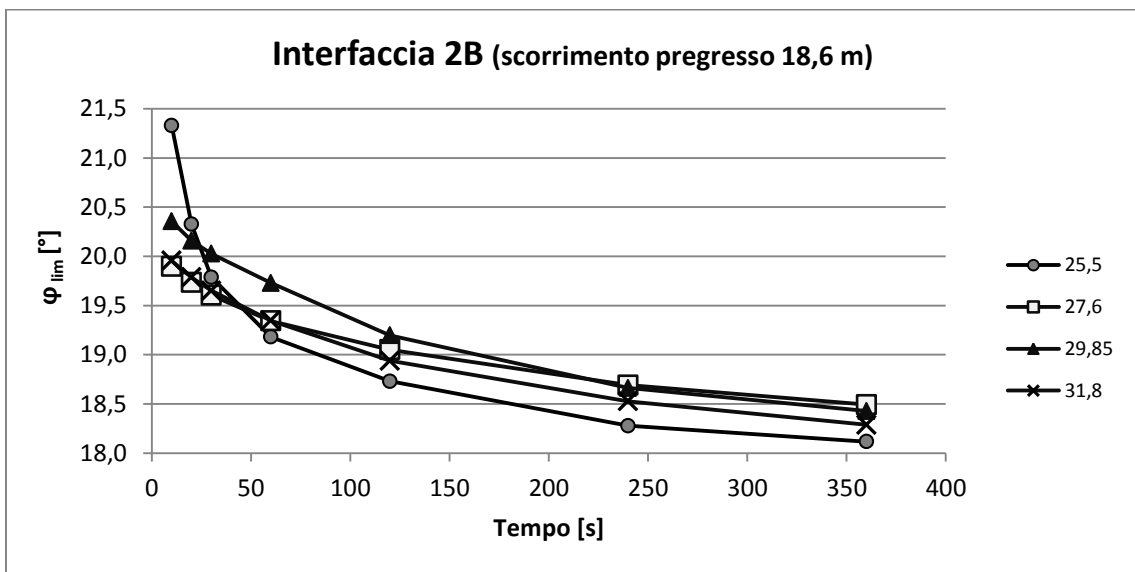


Grafico 8 Prova della forza sull'interfaccia 2B con scorrimento progressivo della slitta pari a 18,6 m. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.

Tabella 15 Valori massimi e minimi delle prove della forza eseguite sull'interfaccia 2B a diversi valori di scorrimento progressivo.

Scorrimento progressivo	Tempo	φ_{lim} Fase 2 [°]	φ_{lim} Fase 3 [°]	φ_{lim} Fase 4 [°]	φ_{lim} medio [°]
m	s	°	°	°	°
0,1	10	24,22	24,13	24,54	24,30
	360	22,36	22,23	21,91	22,20
6,9	10	21,05	20,64	20,39	20,70
	360	18,74	18,68	18,40	18,61
18,6	10	19,90	20,36	19,96	20,07
	360	18,49	18,43	18,29	18,40

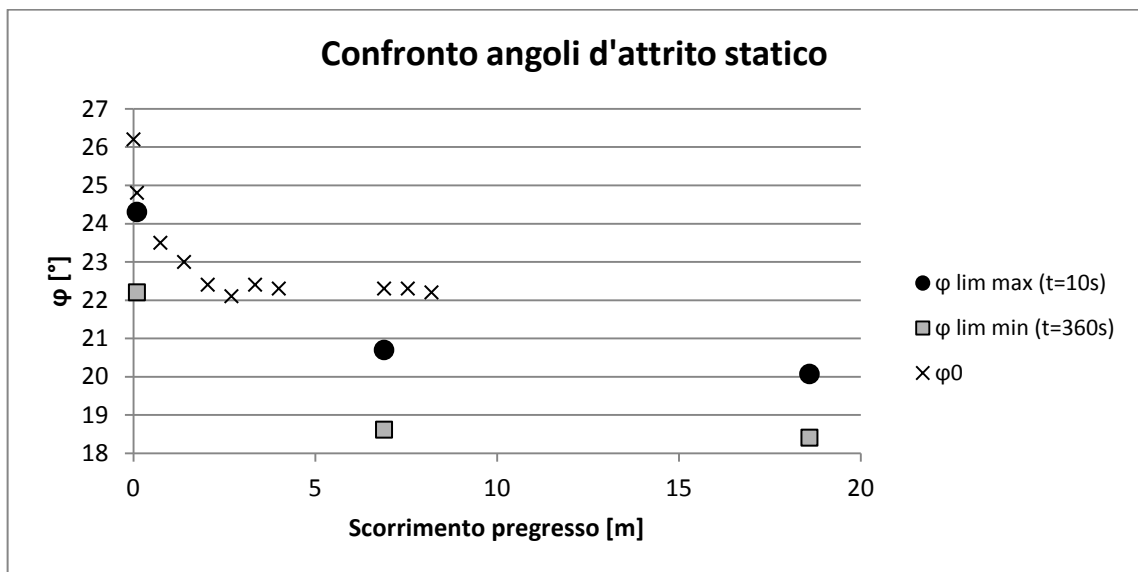


Grafico 9 Valori massimi e minimi medi delle prove della forza eseguite per diversi valori di usura e confronto con i valori ottenuti dalle prove statiche (Interfaccia 2B)

Nel Grafico 5 e nel Grafico 7 si osserva come, per un fissato valore di inclinazione del piano, l'angolo d'attrito statico diminuisca nel tempo, a conseguenza della diminuzione della deformazione misurata dal manometro nel tempo. Inoltre si può osservare che per le diverse fasi corrispondenti alle diverse inclinazioni β , i valori degli angoli statici nel tempo sono pressoché simili, eccezione fatta per la prima fase (relativa al valore minimo di inclinazione del piano). Ciò si verifica in quanto il valore dell'attrito statico, a partire dal valore iniziale, tende a stabilizzarsi nel tempo, a causa di fenomeni collegati allo scorrimento viscoso del materiale plastico componente i geosintetici.

La stabilizzazione dell'angolo d'attrito statico in funzione al tempo si può osservare nel Grafico 6 e nel Grafico 8, nei quali è possibile osservare la progressiva diminuzione dell'attrito statico nell'arco di sei minuti.

Nella Tabella 15 Valori massimi e minimi delle prove della forza eseguite sull'interfaccia 2B a diversi valori di scorrimento pregresso. sono riportati gli angoli d'attrito statico limite relativi all'inizio e alla fine di ogni fase, associati a tre diversi livelli di usura. Si osserva come la diminuzione della resistenza attritiva all'interfaccia sia funzione di due parametri: il tempo e l'usura.

Dal Grafico 9 si nota come la diminuzione di φ_{lim} dovuta all'usura sia più evidente tra la prova a 0,1 m e la prova a 6,9 m. Le prove relative all'usura 6,9 m e 18,6 m danno valori massimi e minimi simili. Nello stesso grafico è riportato l'andamento dell'angolo d'attrito statico di primo distacco, relativo alla medesima interfaccia. Si osserva come la curva di stabilizzazione di φ_0 sia superiore ai valori di φ_{lim} . Per l'interfaccia in esame risulta più opportuno effettuare prove nel lungo termine affinché si manifestino i fenomeni correlati al creep, i quali comportano la netta diminuzione del valore di attrito statico rispetto alla prova statica, non sufficientemente lenta.

I risultati ottenuti con la prova della forza sono correlabili con i valori di $\bar{\varphi}$ ottenuti valutando il l'inclinazione del piano per la quale il blocco, una volta mobilitato si ferma muoversi (Paragrafo 5.4.1 Tabella 13 Valore dell'angolo statico minimo in corrispondenza del quale il blocco, già mobilitato, si ferma.). Il valore di $\bar{\varphi}$ relativo al campione vergine dell'interfaccia 2C risulta molto simile al valore di φ_{lim} minimo (dopo sei minuti) valutato con la prova della forza sull'interfaccia 2C con 2,5 cm di scorrimento pregresso. I due valori risultano confrontabili in quanto il blocco si trova in condizioni pseudo statiche in entrambi i casi.

Tabella 16 Confronto tra prova della forza e prova statica al diminuire della pendenza del piano

Interfaccia	Scorrimento pregresso [m]	φ_{lim} (t=360s) [°]	$\bar{\varphi}$ [°]
2C	≈0	21,7 ± 0,3	21,9

La prova della forza è stata eseguita anche sull'interfaccia 2D vergine, applicando un carico normale circa doppio rispetto alle prove normalmente eseguite. Dai grafici di seguito riportati si evince che l'aumento del carico comporta la non stabilizzazione dell'angolo φ_{lim} .

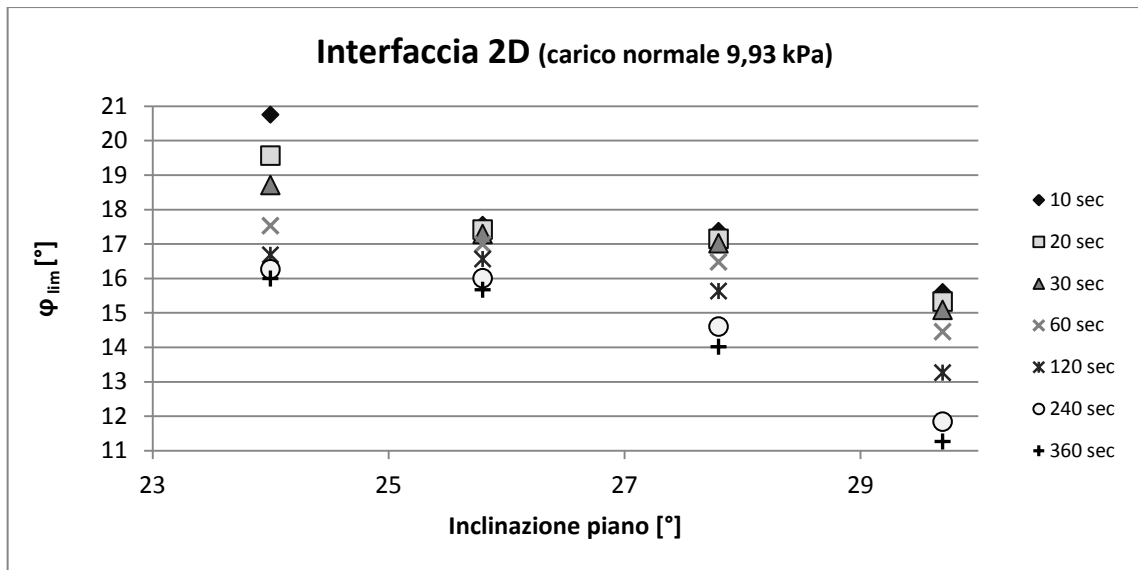


Grafico 10 Prova della forza sull'interfaccia 2D con scorrimento pregresso della slitta pari a 0,05 m e carico 9,93 kPa. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova

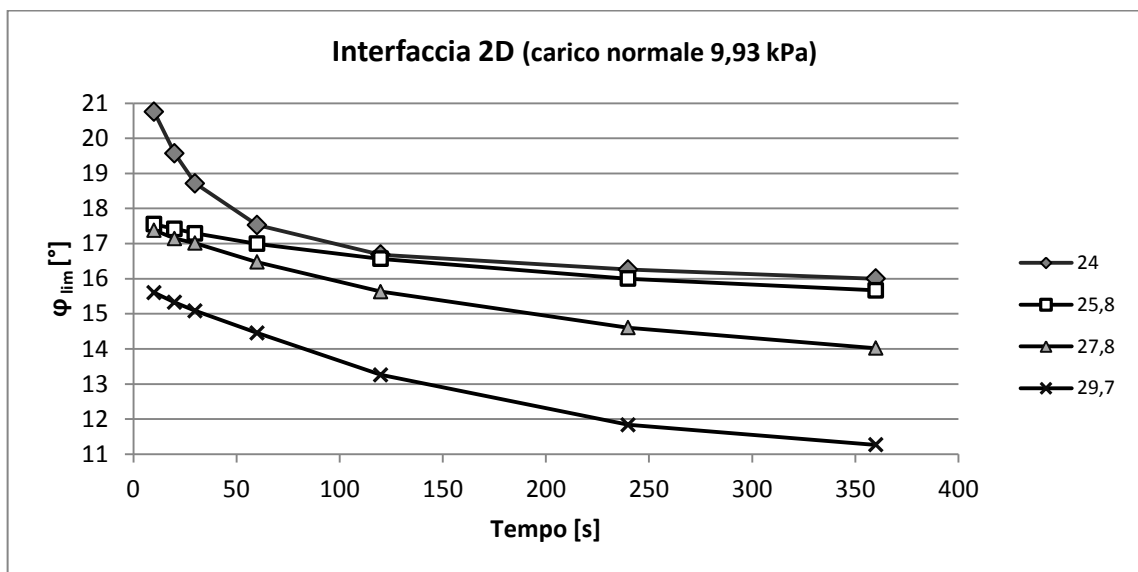


Grafico 11 Prova della forza sull'interfaccia 2D con scorrimento pregresso della slitta pari a 0,05 m e carico 9,93 kPa. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.

5.4.3 PROVE DI SCIVOLAMENTO

Le prove di scivolamento sono state eseguite su 4 campioni di interfaccia. Per i campioni 2A, 2B, 2C e 2D le prove sono state eseguite per un carico normale pari a 5,35 kPa mentre la prova sul campione 2D è stata eseguita sia per un carico di 5,35 kPa che per un carico di 9,93 kPa. Il rilevamento della velocità di scorrimento è stato effettuato sia con cronometro (nel caso in cui il blocco avesse velocità

molto ridotta) sia con l'analisi video di Matlab (nel caso in cui il blocco avesse velocità elevata e moto accelerato). Le prove si riferiscono a diversi livelli di usura. Si riportano di seguito i grafici relativi alla relazione angolo d'attrito dinamico – velocità di scorrimento, in relazione allo scorrimento pregresso della slitta.

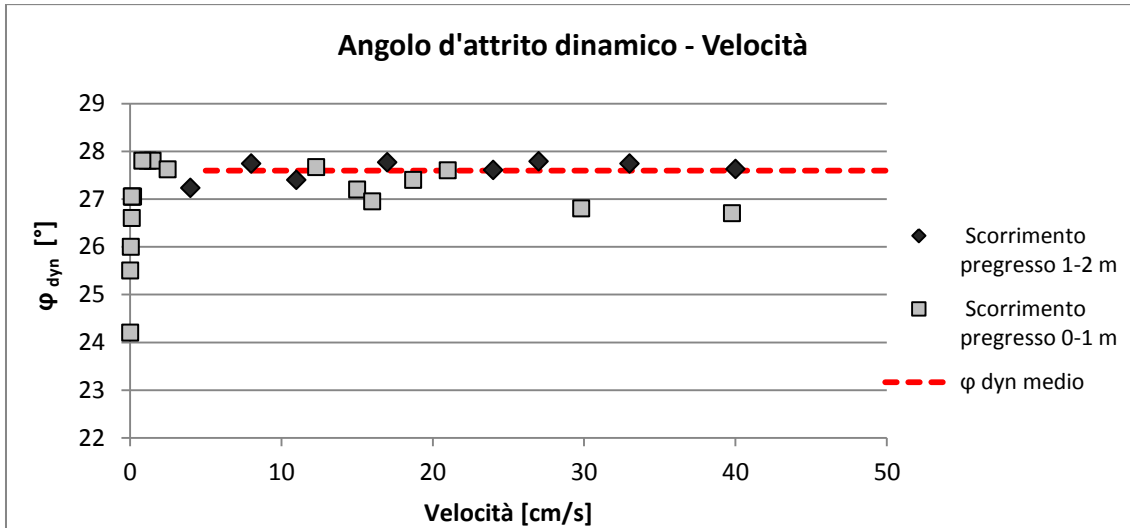


Grafico 12 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità per bassi livelli di usura

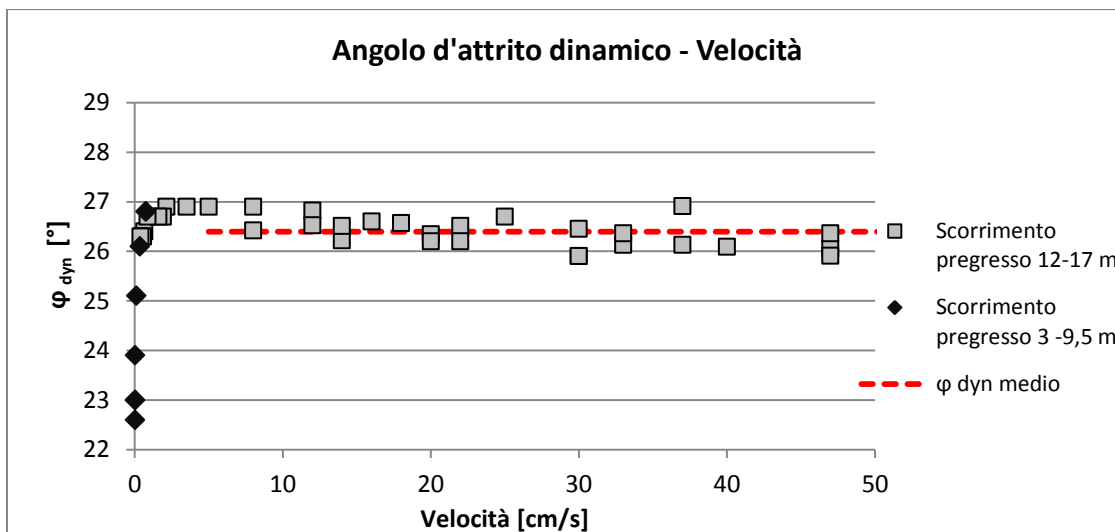


Grafico 13 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità per alti livelli di usura

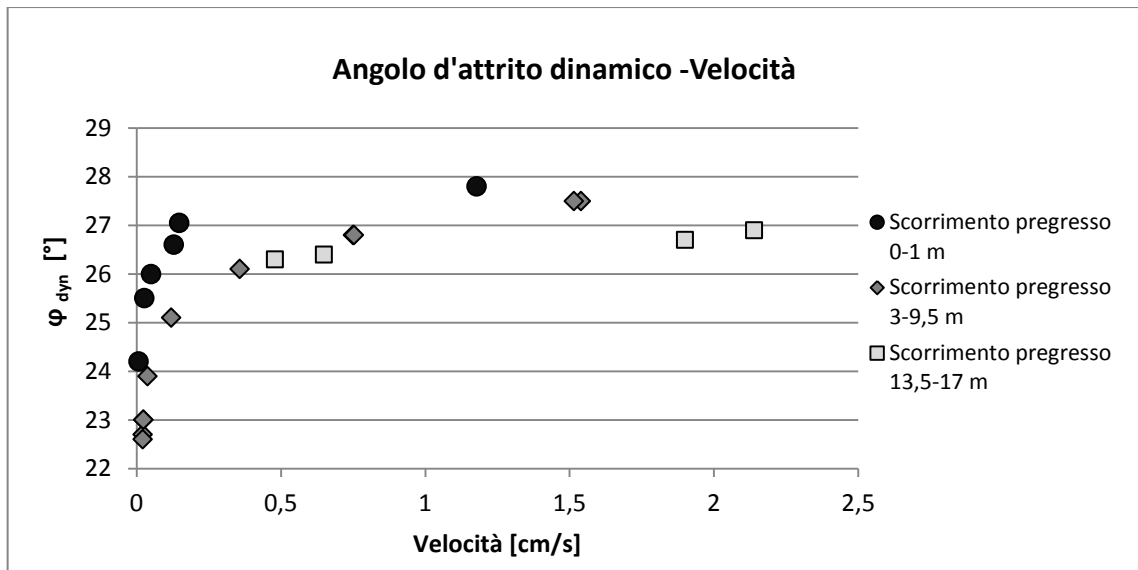


Grafico 14 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità per diversi livelli di usura: dettaglio relativo a velocità comprese tra 0 e 2,5 cm/s

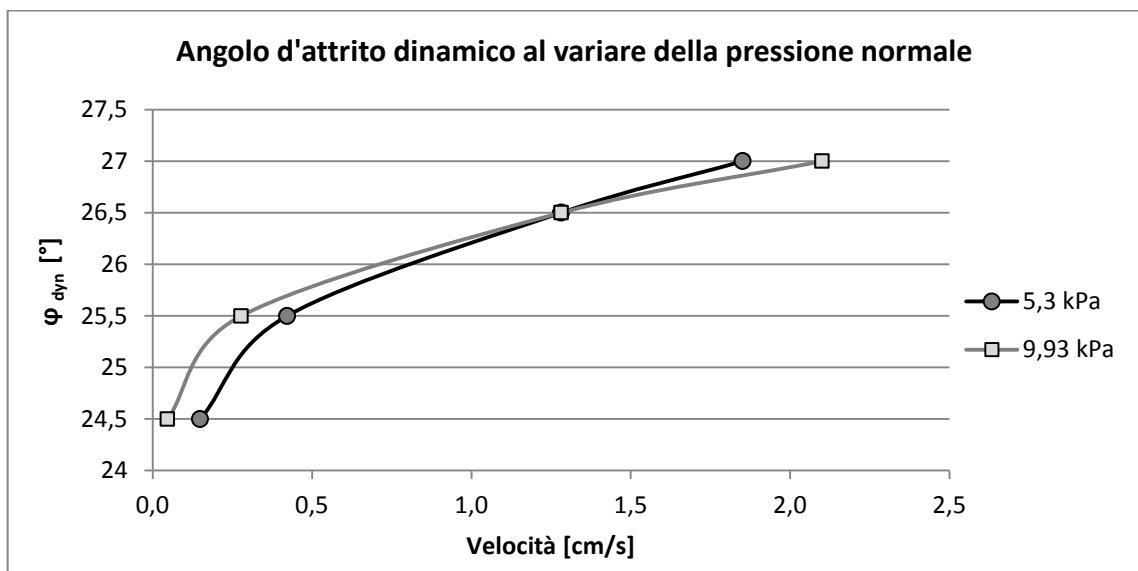


Grafico 15 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità per due diverse condizioni di carico normale

Dal Grafico 12 e Grafico 13 si può notare che l'angolo d'attrito dinamico tende a stabilizzarsi per velocità superiori a circa 5 cm/s. Il valore dell'angolo dinamico stabilizzato dipende dal livello di usura dell'interfaccia, anche se sembra essere meno sensibile all'usura rispetto all'angolo d'attrito statico. Per un alto livello di usura infatti il valore dell'angolo dinamico diminuisce di poco più di un grado rispetto al valore ricavato con un'interfaccia vergine o poco usurata. (Tabella 17).

Tabella 17 Variabilità dell'angolo d'attrito statico e dinamico con l'usura

Scorrimento pregresso [m]	φ_{dyn} [°]
0-2	27,6 ± 0,9
> 10 m	26,4 ± 0,5

Dal Grafico 14 è possibile osservare nel dettaglio la relazione tra angolo d'attrito dinamico e basse velocità. Si osserva che l'effetto dell'usura è evidente già dopo uno scorrimento pregresso di 1 m. Le curve relative a interfacce con usura superiore ai 3 m sono sovrapponibili. Come per l'attrito statico, anche per l'attrito dinamico dopo uno scorrimento pregresso compreso tra 2 e 3 m si verifica la stabilizzazione.

Dal Grafico 15 si osserva l'influenza del carico normale sulla relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità di scorrimento. Per velocità inferiori a 1,5 cm/s l'aumento del carico normale comporta un leggero aumento dell'angolo dinamico, effetto contrario rispetto al caso dell'attrito statico (diminuisce all'aumentare del carico). Per velocità superiori a 1,5 cm/s l'effetto del carico normale sembra trascurabile.

5.4.4 PROVE DINAMICHE SINUSOIDALI

Per l'interfaccia geostuoia rinforzata - geocomposito drenante si sono eseguite numerose prove con tavola vibrante sollecitata con moto sinusoidale. Il carico normale è pari a 5,35 kPa. Si riporta di seguito una Tabella 18 che riassume le condizioni di prova, lo spostamento finale del blocco e i valori massimi di accelerazione del blocco.

Tabella 18 Elenco e descrizione delle prove con forzante sinusoidale

N° prova	Accelerazione di picco [g]	Frequenza segnale [Hz]	Inclinazione piano [°]	Spostamento finale [cm]	Accelerazione critica [g]	φ_{dyn} [°]
1	0,4	3	12,5	52,5	0,26 – 0,3	27,1–29,2
2	0,4	1,5	12,5	52,5	0,26 – 0,3	27,1–29,2
3	0,8	3	0	9	0,6	31
4	0,2	1,5	12,5	≈0	0,2	
5	0,2	1,5	12,5	≈0	0,2	
6	0,2	1,5	15	6	0,19	25,8
7	0,4	1,5	10	33	0,32 – 0,35	27,7–29,9
8	0,4	1,5	7,5	0	0,4g	
9 (ciclica)	0,8	3	0	≈0	0,6g	31

Si osserva che durante le prove 4, 5, e 8 l'accelerazione del blocco corrisponde all'accelerazione della tavola. In queste prove quindi non è superato il valore critico dell'accelerazione del blocco e si manifestano limitati spostamenti relativi. Diversamente, nelle prove 1, 2, 3, 6 e 7 l'accelerazione massima del blocco è inferiore rispetto alla massima accelerazione della tavola. Ciò si verifica poiché è stato raggiunto il valore critico dell'accelerazione del blocco.

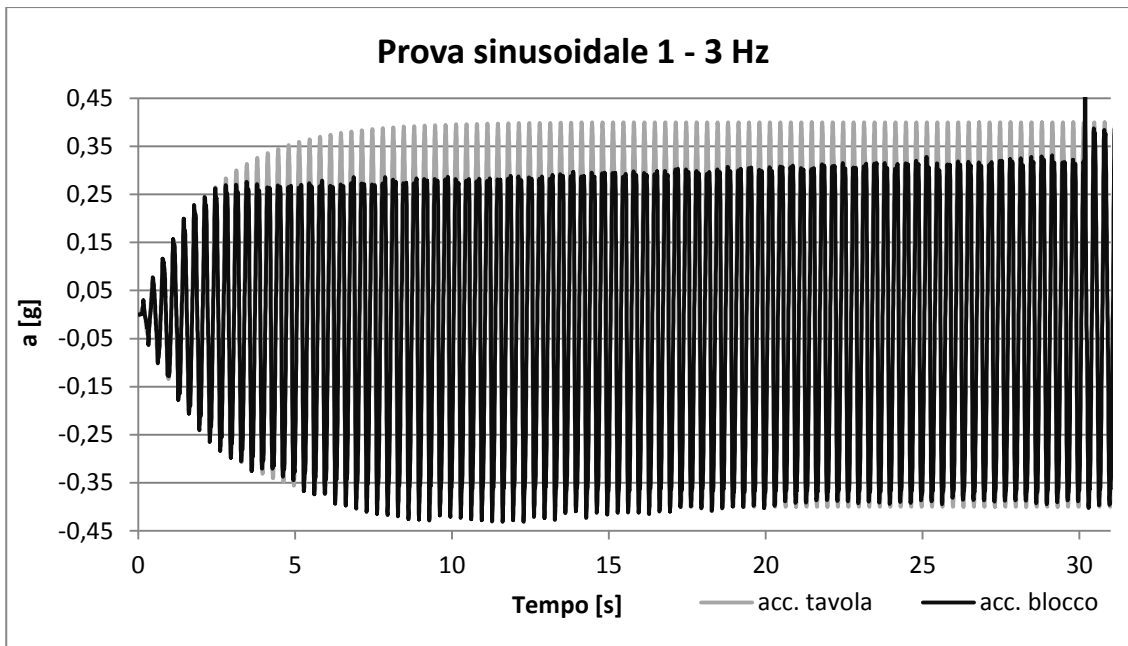


Grafico 16 Accelerazioni del blocco e della tavola relative alla prova 1

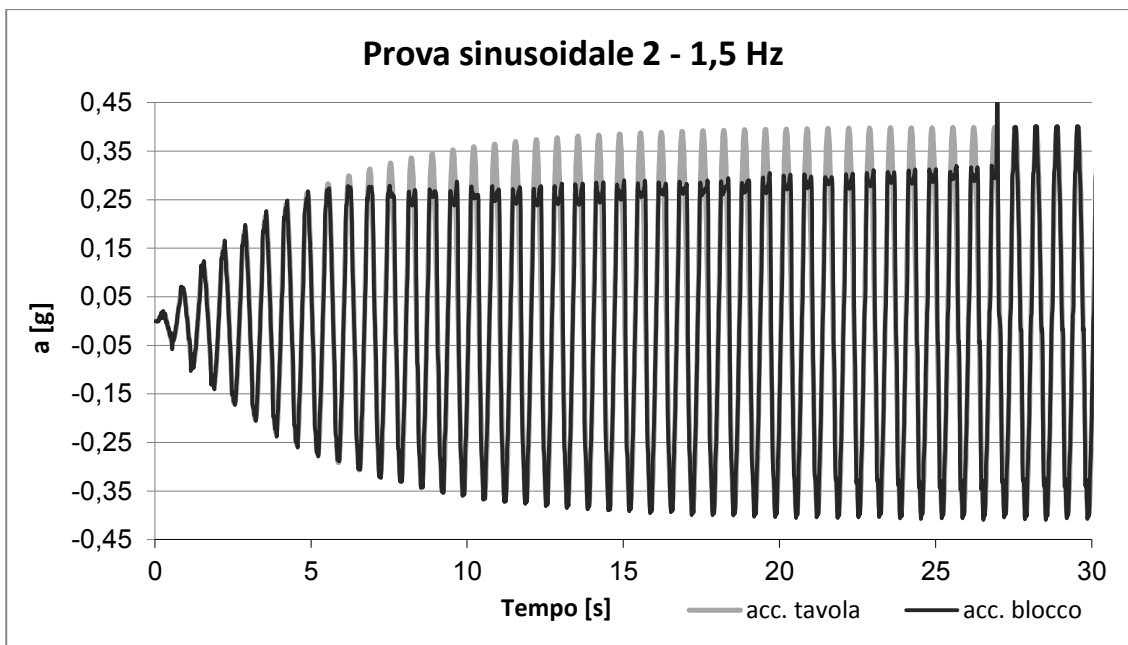


Grafico 17 Accelerazioni del blocco e della tavola relative alla prova 2

Nei Grafico 16 e Grafico 17 sono rappresentate le accelerazioni del blocco e della tavola, per due casi particolari, relativi alle prove 1 e 2. Queste prove sono eseguite nelle stesse condizioni di inclinazione del piano, accelerazione di picco della tavola, carico normale e si distinguono per la frequenza del segnale. La parte del grafico relativa alle ordinate positive corrisponde alle fasi del moto in cui il blocco scorre verso la parte bassa del piano inclinato mentre la parte del grafico relativa alle ordinate negative corrisponde alle fasi del moto in cui blocco e tavola si muovono assieme. In entrambe le prove si osserva come il blocco assuma valori di accelerazione inferiore a quelli della tavola. Il valore dell'accelerazione critica del blocco è 0,26g ma aumenta gradualmente durante le prove fino a

raggiungere un valore di 0,30g. In tutte le prove effettuate si osserva un aumento di attrito a fine corsa del piano inclinato. Si osserva dunque l'ininfluenza della variazione di frequenza del segnale sul valore dell'accelerazione critica del blocco. Il momento in cui blocco e la tavola si muovono nuovamente insieme in entrambe le direzioni del moto coincide con l'arrivo a fine corsa del blocco scorrevole. Durante entrambe le si verificano scorrimenti relativi importanti dovuti alla differenza di accelerazione tra blocco e tavola (Grafico 18).

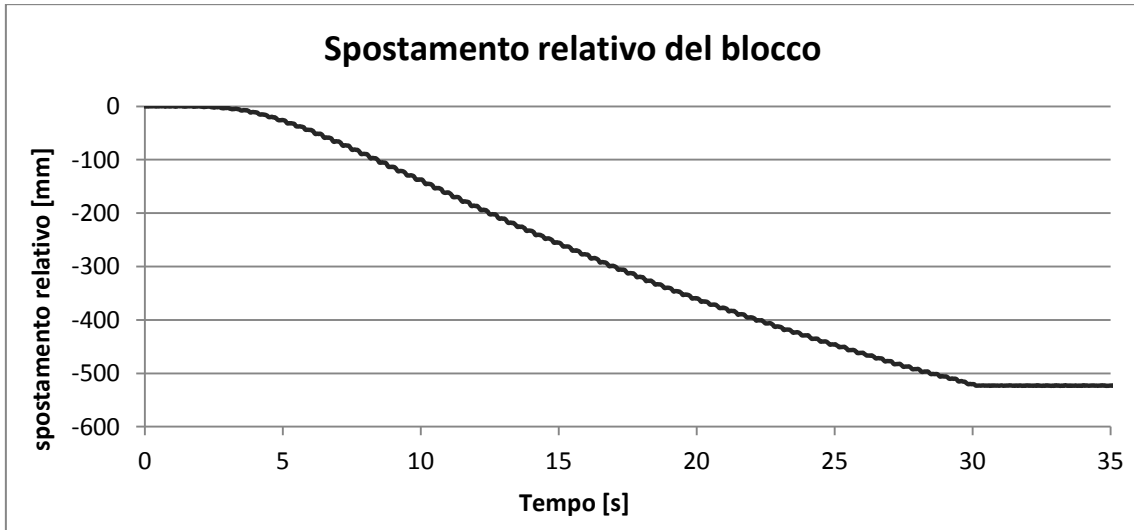


Grafico 18 Scorrimento relativo del blocco durante la prova 2 con tavola vibrante

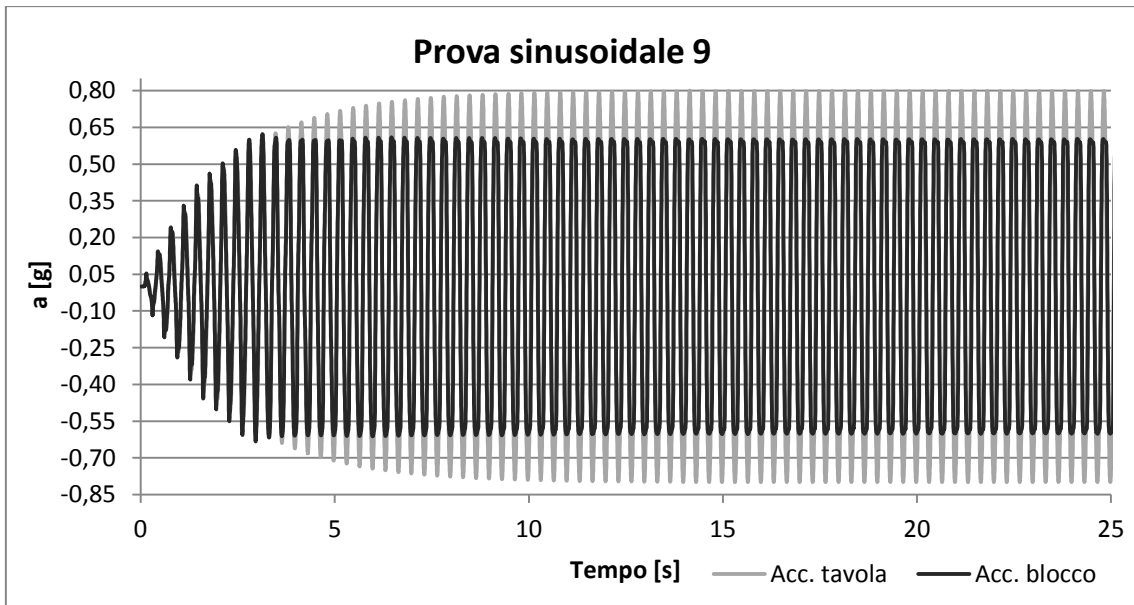


Grafico 19 Accelerazioni del blocco e della tavola relative alla prova 9 (inclinazione piano 0°)

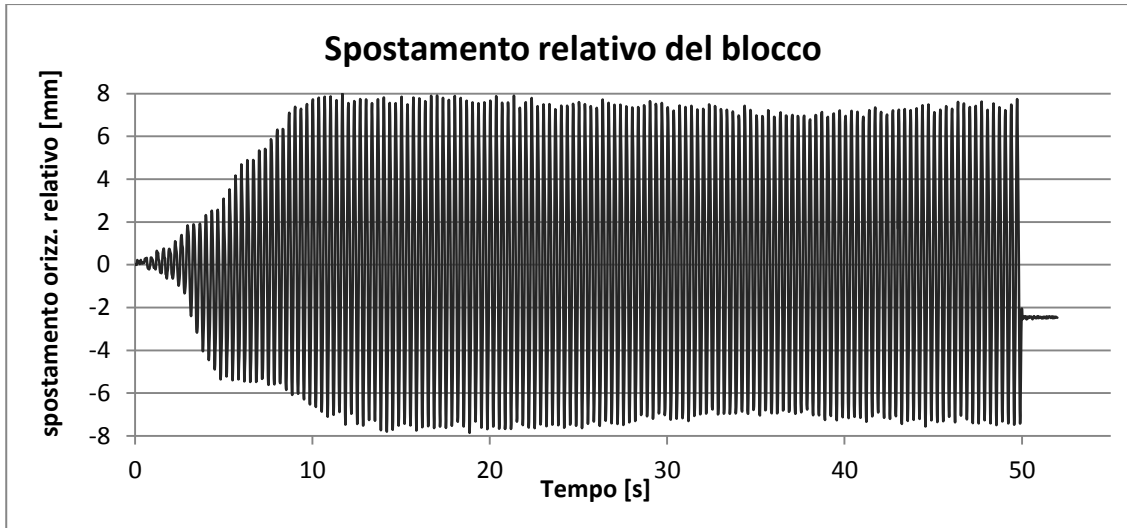


Grafico 20 Spostamento relativo del blocco durante la prova 9 (inclinazione piano 0°)

Il Grafico 19 riporta i risultati della prova sinusoidale 9, eseguita con inclinazione del piano nulla, per una frequenza di 3 Hz e un'accelerazione di picco pari a 0,8g. In questo caso l'accelerazione critica del blocco risulta pari a 0,6g. La prova è stata eseguita su campione vergine ed è stata ripetuta per tre cicli per valutare l'eventuale influenza dell'usura e la conseguente variazione dell'accelerazione critica nel tempo. Per tutti e tre i cicli di prova l'accelerazione critica è risultata costante e pari a 0,6g.

Durante le tre fasi della prova 9 il blocco ha maturato scorrimenti relativi rispetto alla tavola. Il massimo spostamento relativo durante la prova è stato circa 8 mm, valore molto superiore allo spostamento permanente finale di circa 0,4 mm (Grafico 20).

Si può osservare come il valore di accelerazione critica e l'angolo d'attrito dinamico aumentino al diminuire dell'inclinazione del piano inclinato. L'angolo d'attrito dinamico diminuisce all'aumentare dell'inclinazione del piano poiché la componente normale al piano dell'accelerazione, discorde alla reazione normale quando il moto è verso il basso, comporta la riduzione della resistenza attritiva (Grafico 21). Il Grafico 21 è ricavato da prove dinamiche con forzante sinusoidale caratterizzata da accelerazione di picco della tavola e frequenza diversa. Si deve di conseguenza valutare anche il valore della velocità del blocco durante queste prove poiché l'angolo dinamico è funzione della velocità.

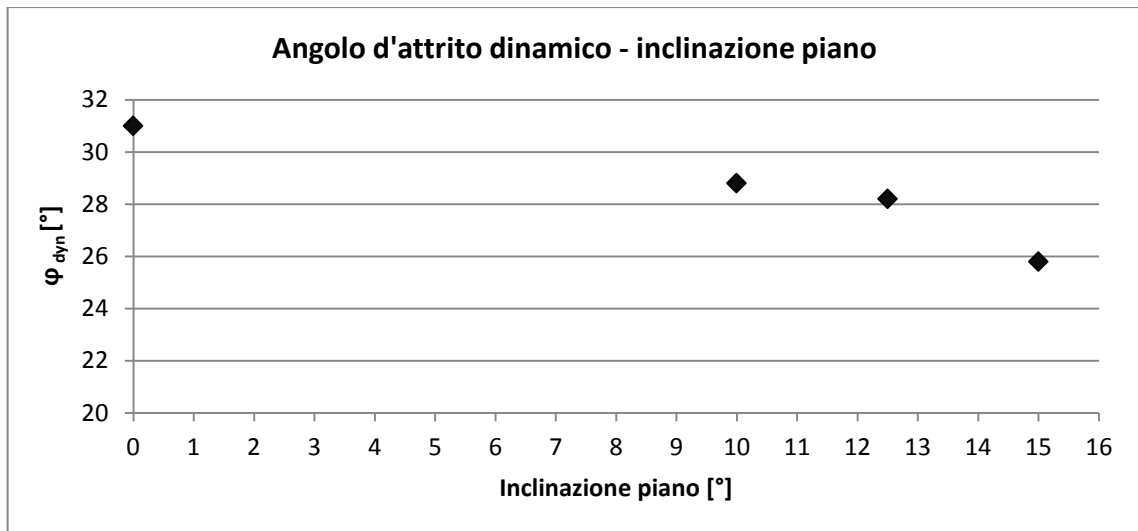


Grafico 21 Diminuzione dell'angolo d'attrito dinamico all'aumentare dell'inclinazione del piano nelle prove dinamiche con forzante sinusoidale

Durante le prove 4, 5 e 8 il blocco ha subito le medesime accelerazioni della tavola per tutta la durata della prova. Ciò è motivato dal fatto che le condizioni di prova, sia per quanto riguarda l'accelerazione di picco del segnale, sia per quanto riguarda l'inclinazione del piano, non hanno permesso il raggiungimento dell'accelerazione critica del blocco. La sollecitazione dinamica e le condizioni di prova imposte non sono state sufficienti a superare la resistenza attritiva tra blocco e tavola vibrante.

La prova 6, relativa ad un'accelerazione di picco pari a 0,2g e ad un'inclinazione del piano pari a 15°, è in condizioni limite. L'accelerazione critica del blocco è pari a 0,19g. Il blocco durante la prova matura uno spostamento finale pari a circa 6cm.

Dalle prove dinamiche sinusoidali, come per le prove di scivolamento, è stato possibile ricavare coppie di punti velocità-angolo d'attrito dinamico. Tali punti si collocano in maniera coerente all'interno della curva ricavata dalle prove di scivolamento (usura 0-2 m). Si osserva che i punti considerati sono relativi a quattro diverse prove sinusoidali. I valori di attrito e velocità sono stati valutati in corrispondenza del punto collocato ad una distanza pari a 30 cm da fine corsa del blocco. I due valori isolati sono relativi a due prove sinusoidali eseguite con inclinazione nulla del piano.

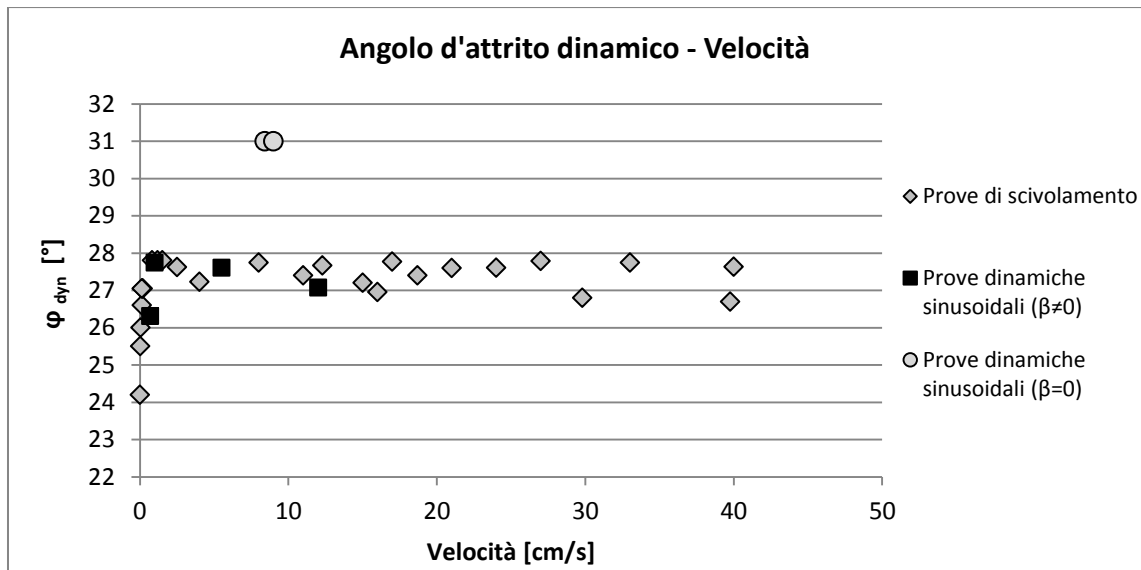


Grafico 22 Relazione angolo d'attrito dinamico-velocità con dati provenienti da prove diverse

5.4.5 PROVE DINAMICHE SISMICHE

L'interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante è stata sottoposta a due prove dinamiche utilizzando i segnali sismici riportati al Paragrafo 5.3.5.

Entrambe le prove sono state eseguite con inclinazione del piano pari a 15°.

5.4.5.1 TERREMOTO DE L'AQUILA

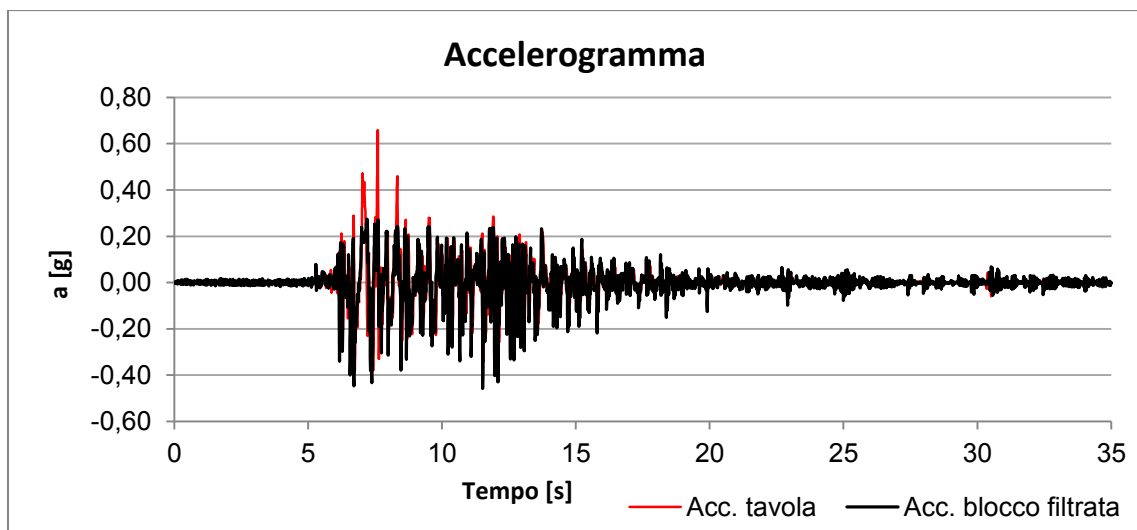


Grafico 23 Accelerazione della tavola e del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila

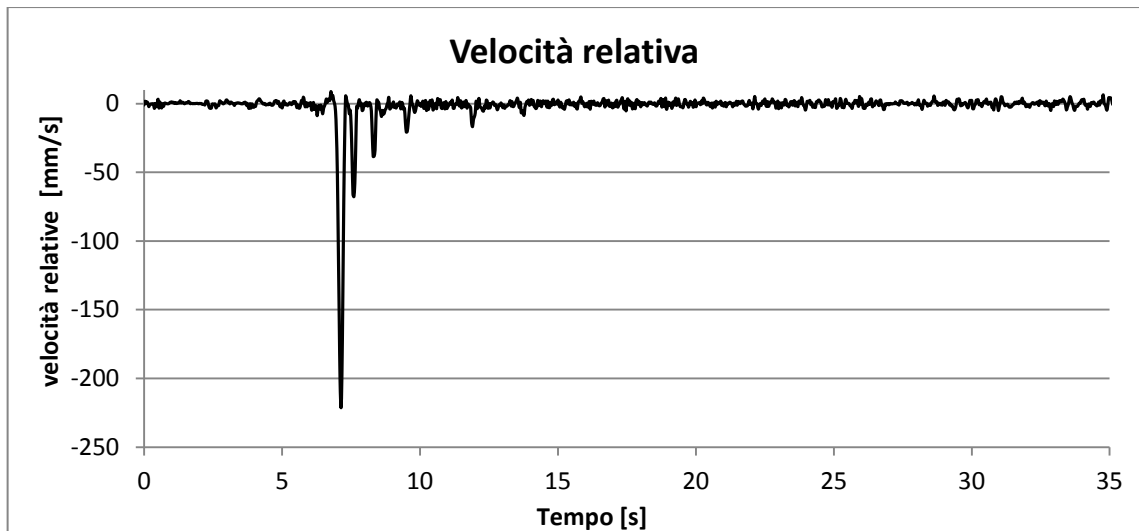


Grafico 24 Velocità relativa del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila

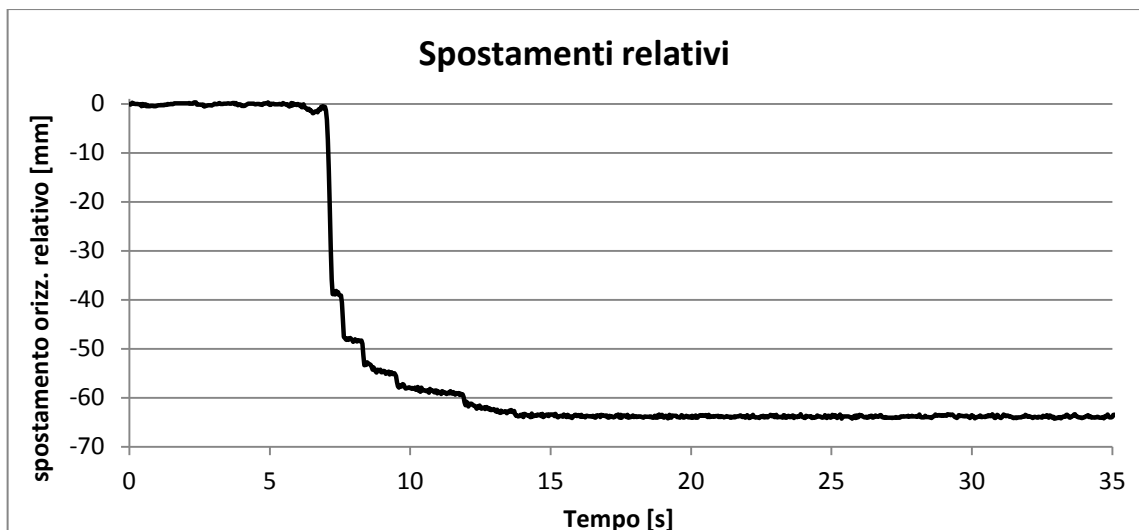


Grafico 25 Spostamenti relativi maturati dal blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila

Dal Grafico 23 si osserva che l'accelerazione del blocco non supera il valore di 0,27g, sebbene l'accelerazione di picco del terremoto sia di 0,66g. il comportamento del blocco si discosta dal moto della tavola in particolare nella prima fase del terremoto. Durante la seconda fase il blocco segue il moto della tavola. Lo spostamento finale del blocco risulta pari a 6,7 cm (Grafico 25). Si osserva come metà dello spostamento permanente finale si realizzi in corrispondenza del picco di accelerazione della tavola, a 7,6s dall'inizio del segnale. In tale istante il blocco manifesta un picco isolato di velocità pari a 22 cm/s (Grafico 24).

5.4.5.2 TERREMOTO UMBRIA-MARCHE

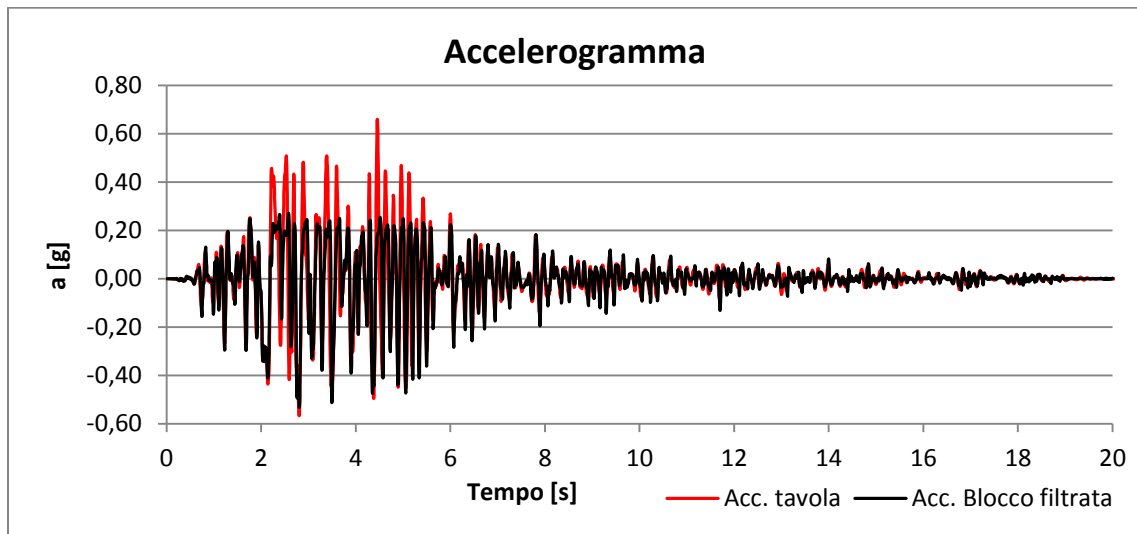


Grafico 26 Accelerazione della tavola e del blocco durante la simulazione del terremoto Umbria-Marche

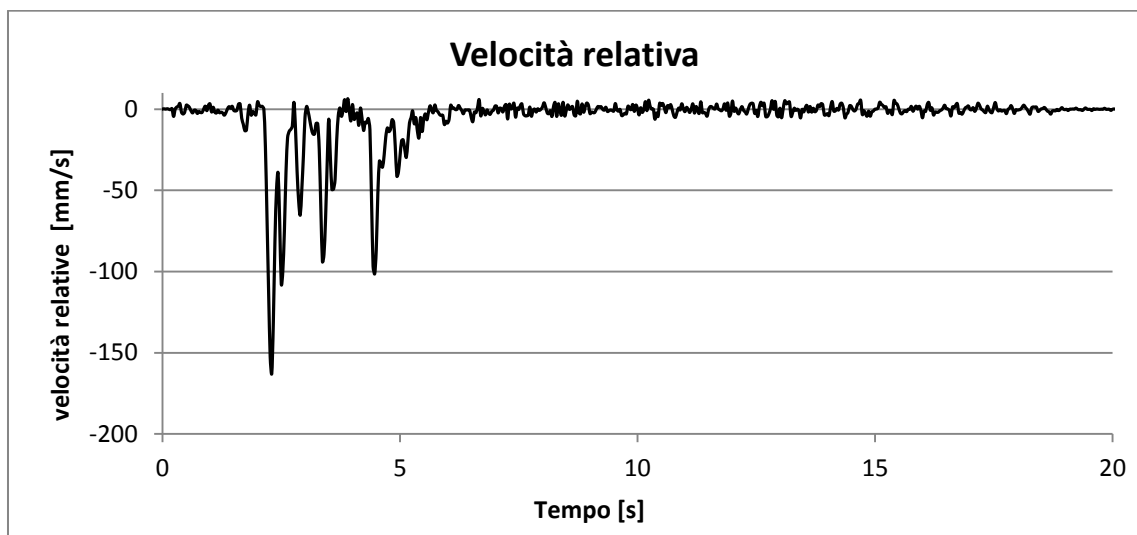


Grafico 27 Velocità relativa del blocco durante la simulazione del terremoto Umbria-Marche

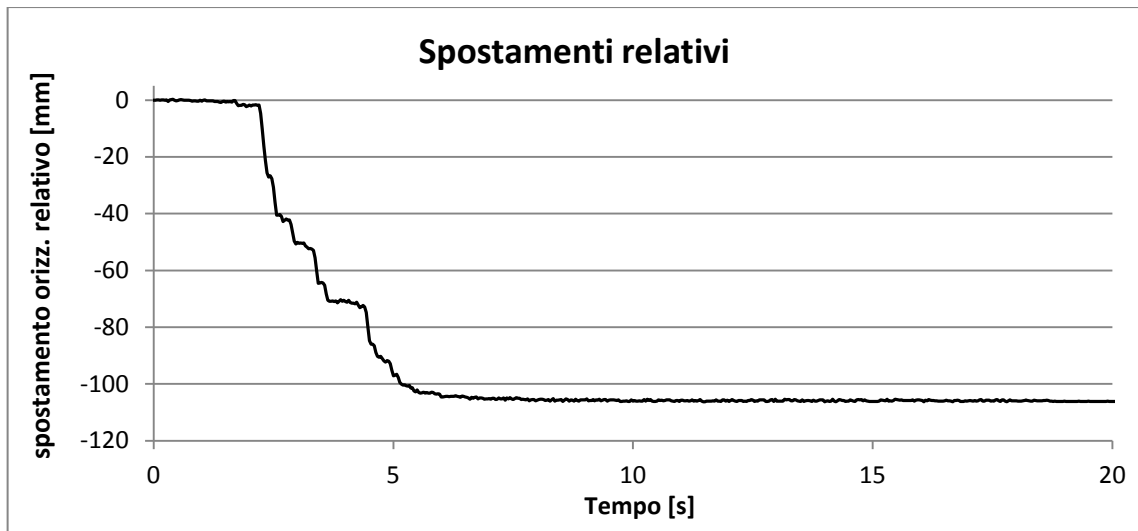


Grafico 28 Spostamenti relativi del blocco durante la simulazione del terremoto Umbria-Marche

Come si osserva dal Grafico 26 l'accelerazione del blocco massima è pari a 0,27g, inferiore rispetto al picco di accelerazione relativo al segnale del terremoto il quale è pari a 0,66g. Come il primo segnale relativo al terremoto de L'Aquila, anche nel caso del terremoto Umbria-Marche, il blocco risente di un'accelerazione limitata rispetto all'accelerazione della tavola vibrante. In entrambi i casi l'accelerazione critica del blocco è pari a 0,27g. Lo spostamento finale del blocco è pari a 10,7 cm (Grafico 28).

Dagli accelerogrammi dei due terremoti (Grafico 23 e Grafico 26) si osserva come i segnali sismici abbiano caratteristiche diverse. Il sisma de L'Aquila è caratterizzato da un picco iniziale di accelerazione mentre il sisma dell'Umbria - Marche è caratterizzato da un'accelerazione pressoché costante per tutta la sua durata. Evidenti differenze si osservano anche dai Grafico 24 e Grafico 27 relativi alle velocità del blocco. Si osserva come per il terremoto de L'Aquila il blocco subisca un unico picco di velocità nella prima fase del sisma. Diversamente, il blocco subisce numerosi picchi di velocità durante il segnale relativo al sisma Umbria-Marche. La diversità dei due terremoti è evidente dagli spettri di Fourier (Grafico 29 e Grafico 30), i quali rappresentano il contenuto in frequenza del segnale sismico.

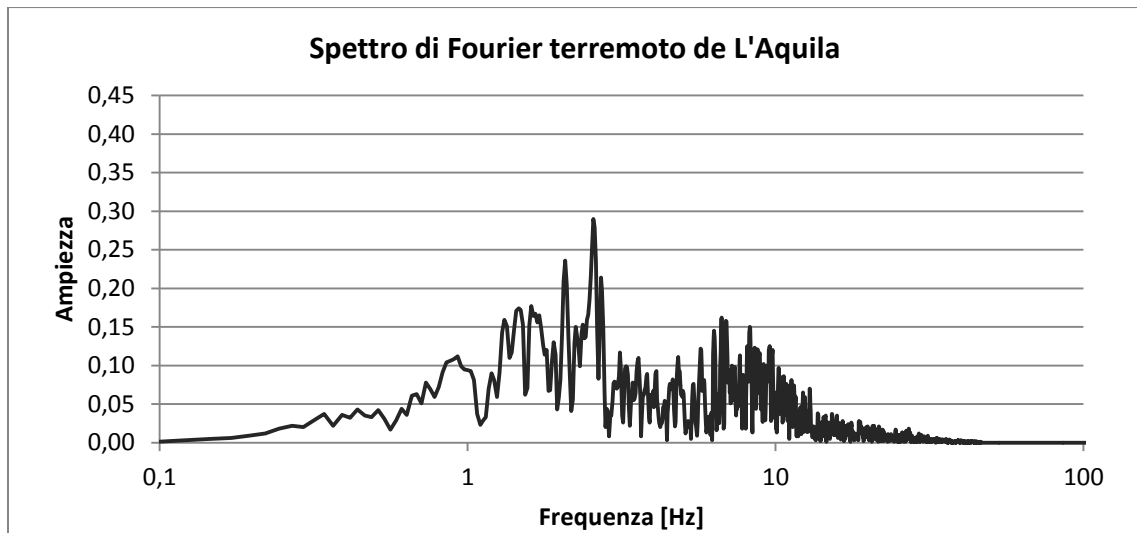


Grafico 29 Spettro di Fourier associato al terremoto de L'Aquila

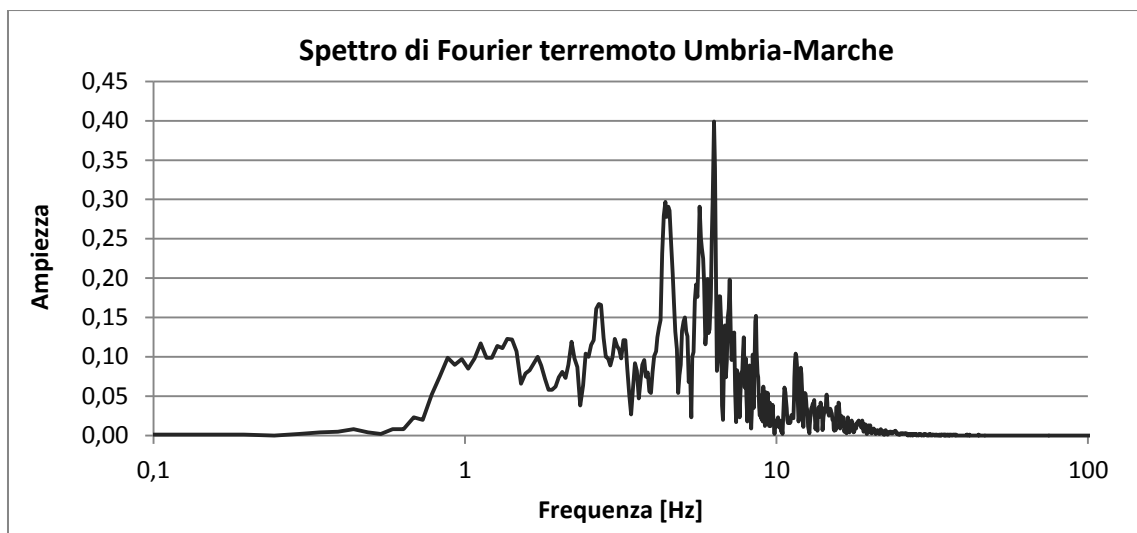


Grafico 30 spettro di Fourier associato al terremoto Umbria-Marche

5.4.6 ANALISI NUMERICHE

Dai risultati ottenuti dalle prove di scivolamento e dalle prove sinusoidali, è stato possibile ottenere la relazione tra l'attrito dinamico e la velocità di scorrimento (Grafico 22). La curva ottenuta per l'interfaccia geostuoia rinforzata - geogriglia non è facilmente rappresentabile da una funzione analitica. Poiché l'angolo dinamico ha forte variabilità in un ristretto intervallo di velocità (0-2,5 cm/s), si è considerato un valore costante di angolo dinamico. Per individuare il valore che meglio approssima il comportamento dinamico dell'interfaccia si è proceduto per tentativi.

Si riporta di seguito il grafico degli spostamenti relativi del blocco, confrontando la soluzione sperimentale con le soluzioni analitiche.

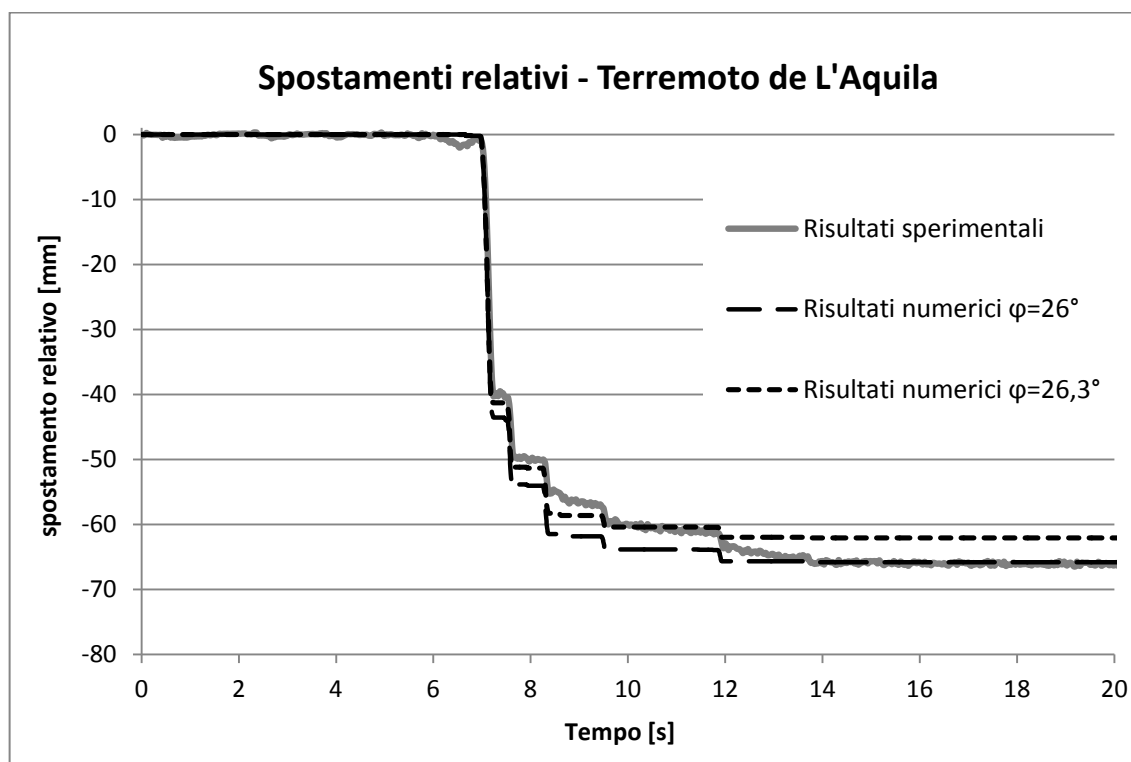


Grafico 31 Spostamenti relativi del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila: confronto tra soluzioni sperimentali e numeriche

Come si osserva dal Grafico 31, la soluzione numerica ottenuta con $\varphi_{dyn} = 26^\circ$ approssima molto bene lo spostamento permanente finale del blocco, diversamente dalla soluzione numerica con $\varphi_{dyn} = 26,3^\circ$. Diversamente, l'andamento degli spostamenti durante la prova non è approssimato propriamente. Entrambi i valori di φ_{dyn} utilizzati per la simulazione numerica, ricalcano abbastanza bene il comportamenti del blocco solo nelle fasi a elevata velocità, che coincide con il primo tratto, quasi verticale, della curva degli spostamenti. Gli spostamenti cumulati a basse velocità invece non vengono riprodotti correttamente dal programma numerico. Questo implica una non corretta valutazione dell'angolo dinamico e la necessità di esprimerlo in funzione alla velocità.

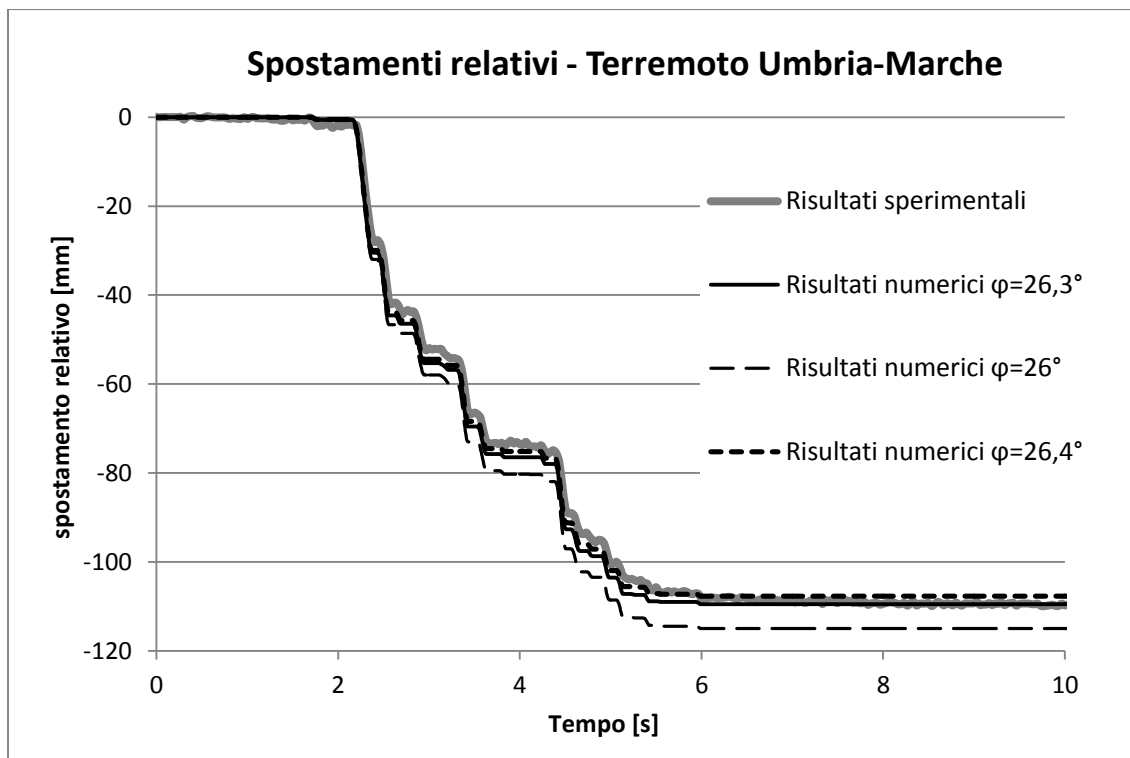


Grafico 32 Spostamenti relativi del blocco durante la simulazione del terremoto Umbria-Marche: confronto tra soluzioni sperimentali e numeriche

Nel caso della prova riprodotte il segnale sismico del terremoto Umbria-Marche, la soluzione numerica con 26° non restituisce il valore di spostamento finale, come accadeva per il segnale sismico de L'Aquila. Il valore finale di spostamento è ottenuto con un angolo dinamico pari a $26,3^\circ$, ma l'andamento degli spostamenti nel tempo è riprodotto in maniera più fedele dal valore $26,4^\circ$.

Non esiste dunque un valore di angolo d'attrito dinamico costante che riesca a riprodurre numericamente il comportamento dell'interfaccia in condizioni dinamiche sismiche. Ciò deriva dalla diversa natura dei due terremoti: essi hanno la medesima accelerazione di picco ($0,6g$) ma diverso contenuto in frequenza. Come accennato al Paragrafo 5.4.5.2, il terremoto de L'Aquila è caratterizzato da un picco isolato di accelerazione nelle prime fasi del segnale e di conseguenza il blocco manifesta un picco isolato di velocità durante la prova. Il resto del segnale provoca accelerazioni e velocità contenute nel blocco. Questa grande variabilità di velocità all'interno di una stessa prova rende inadatto l'utilizzo di un angolo dinamico costante per riprodurre gli effetti del sisma de L'Aquila. Vista la differenza dei risultati numerici ottenuti con $\varphi_{dyn} = 26,3^\circ$ e $\varphi_{dyn} = 26^\circ$ si percepisce la forte variabilità del valore dell'attrito dinamico per valori limitati di velocità.

Diversamente il terremoto Umbria-Marche è caratterizzato da un segnale più omogeneo dal punto di vista delle accelerazioni e di conseguenza il blocco presenta numerosi e ravvicinati picchi di velocità. Questo comportamento più omogeneo rende possibile l'approssimazione dell'attrito dinamico con un valore costante.

5.5 RISULTATI SPERIMENTALI DELL'INTERFACCIA GEOCOMPOSITO DRENANTE-GEOMEMBRANA

Al fine di analizzare il comportamento attritivo all'interfaccia geocomposito drenante-geomembrana, sono state effettuate tutte le prove riportate al Paragrafo 5.3. Si riporta di seguito il programma di prove eseguito sui 4 campioni di interfaccia in esame.

Tabella 19 Elenco dei campioni di interfaccia geostuoia-GCD e relative prove

	1A	1B	1C	1D
Prova statica	✓	✓	✓	✓
Prova Standard				
Prova della forza	✓	✓		
Prova di scivolamento		✓		
Prova dinamica con forzante sinusoidale			✓	
Prova dinamica con forzante sismica			✓	

5.5.1 PROVA STATICA E PROVA STANDARD

La prova statica è stata eseguita su tre campioni, rispettivamente denominati 1A, 1B, 1C, con un carico normale pari a 5,35 kPa. La prova è stata eseguita anche su un quarto campione, denominato 1D, con carico normale pari a 9,39 kPa.

La prova Standard non è stata eseguita in quanto, nel caso in esame, l'angolo φ_{50} coincide con l'angolo di primo distacco φ_0 . Il moto del blocco è in questo caso caratterizzato da un rapido scorrimento iniziale e da moto accelerato.

Successivamente alla prova statica, eseguita sui campioni vergini sono state eseguite rispettivamente per le interfacce 2A, 2B e 2C, delle prove statiche consecutive per valutare la diminuzione dell'angolo d'attrito statico e la sua stabilizzazione all'aumentare dell'usura.

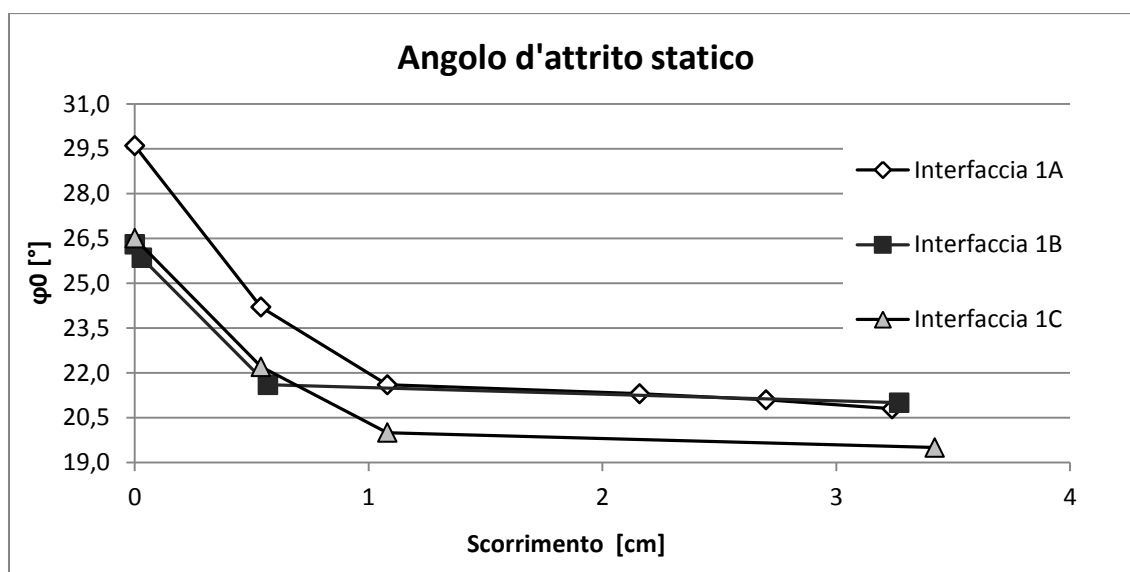


Grafico 33 Risultati delle prove statiche sull'interfaccia geomembrana-geocomposito drenante

Come si può osservare dal Grafico 33, i risultati ottenuti dalle prove statiche presentano una certa variabilità. In particolare, la curva relativa al campione 1A presenta un angolo d'attrito statico di primo distacco notevolmente più elevato rispetto ai valori ricavati dalle interfacce 1B e 1C. Quest'ultime sono caratterizzate da un angolo di primo distacco pressoché coincidente ma si stabilizzano a valori diversi di angolo statico. La curva 1B infatti tende al valore stabilizzato relativo alla curva 1A. La velocità di decadimento dell'angolo statico sembra la medesima per tutte le interfacce: le curve presentano la stessa pendenza iniziale. Si osserva la forte diminuzione dell'angolo statico a partire dal secondo scorrimento (circa 50 cm di usura).

Come accennato, la prova statica è stata effettuata anche sul campione 1D, applicando un carico normale circa doppio rispetto alle prove eseguite con carico normale 5,35 kPa. Nel Grafico 34 si riportano i risultati eseguiti sull'interfaccia 1D, confrontandoli con i risultati delle prove statiche in condizioni normali di carico. Si osserva come la curva si disponga tra la curva superiore e la curva inferiore della prova statica con 5,35 kPa. Dai risultati sembra che l'angolo d'attrito statico di primo distacco incrementi leggermente all'aumentare del carico normale, ma l'andamento complessivo non sembra sensibile alla variazione del carico normale.

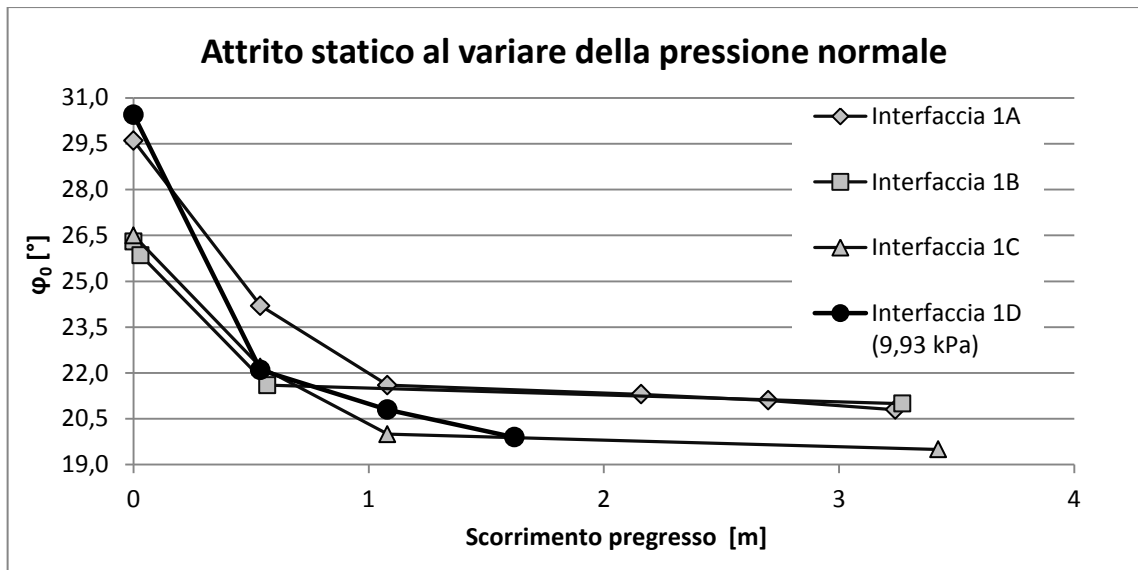


Grafico 34 Risultati delle prove statiche sull'interfaccia geomembrana-geocomposito drenante per diverse condizioni di carico

La Tabella 20 Valori degli angoli d'attrito per interfacce vergini, i valori stabilizzati riporta i valori d'angolo d'attrito di primo distacco e i valori stabilizzati nei quattro casi analizzati.

Tabella 20 Valori degli angoli d'attrito per interfacce vergini, i valori stabilizzati per un usura pari a 3,31 ± ,1 m, il valor medio e i valori per un carico normale raddoppiato

Interfaccia	1A	1B	1C	φ medio [°]	1D (9,93 kPa)
φ_0 [°]	29,6	26,3	26,5	$27,5 \pm 2,1$	30,5
$\varphi_{stabilizzato}$ [°]	21,3	21	19,5	$20,6 \pm 1,1$	19,9

5.5.2 PROVA DELLA FORZA

La prova della forza è stata eseguita su due campioni, rispettivamente 1A e 1B. Ogni prova è composta da quattro fasi, ognuna associata ad una diversa inclinazione del piano, mantenuta per sei minuti. Le prove sono state effettuate a differenti livelli di usura per valutare la variabilità dell'attrito statico φ_{lim} in relazione alla variazione delle proprietà superficiali dei geosintetici. Si riportano di seguito i risultati delle prove relative ad uno scorrimento progressivo della slitta di 0,15 m e di 6,5 m.

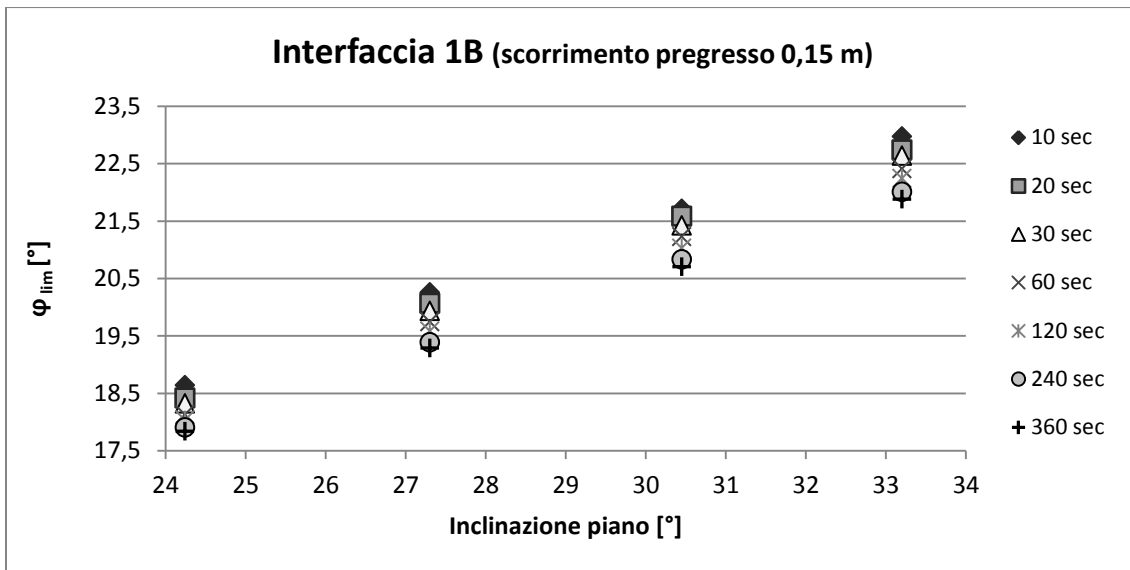


Grafico 35 Prova della forza sull'interfaccia 1B con scorrimento pregresso della slitta pari a 0,15 m. Il grafico riporta la variazione nel tempo dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova

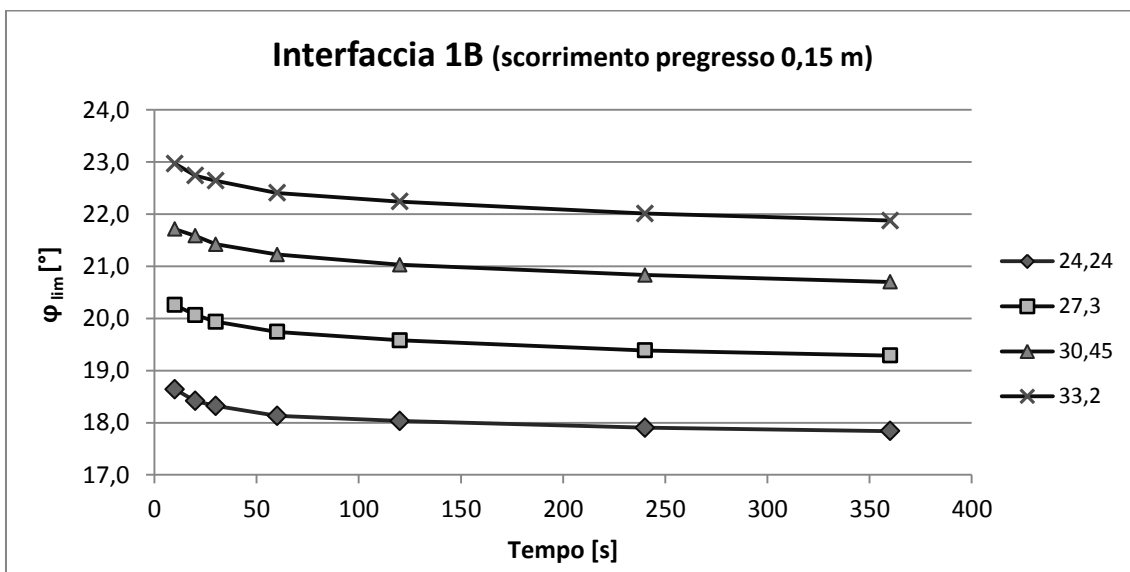


Grafico 36 Prova della forza sull'interfaccia 1B con scorrimento pregresso della slitta pari a 0,15 m. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.

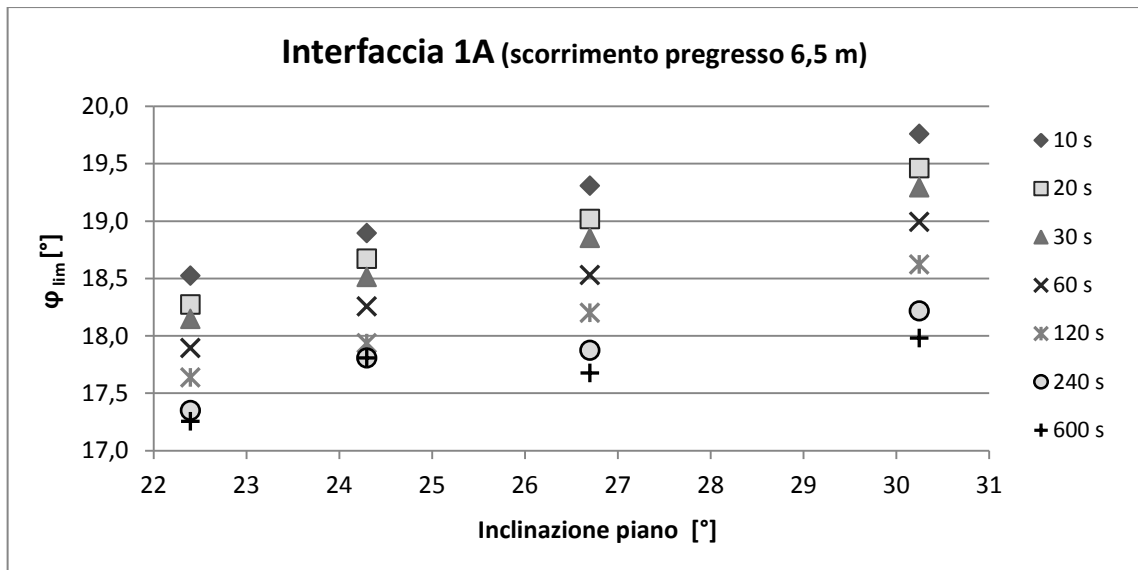


Grafico 37 Prova della forza sull'interfaccia 1A con scorrimento progressivo della slitta pari a 6,5 m. Il grafico riporta la variazione nel tempo dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova

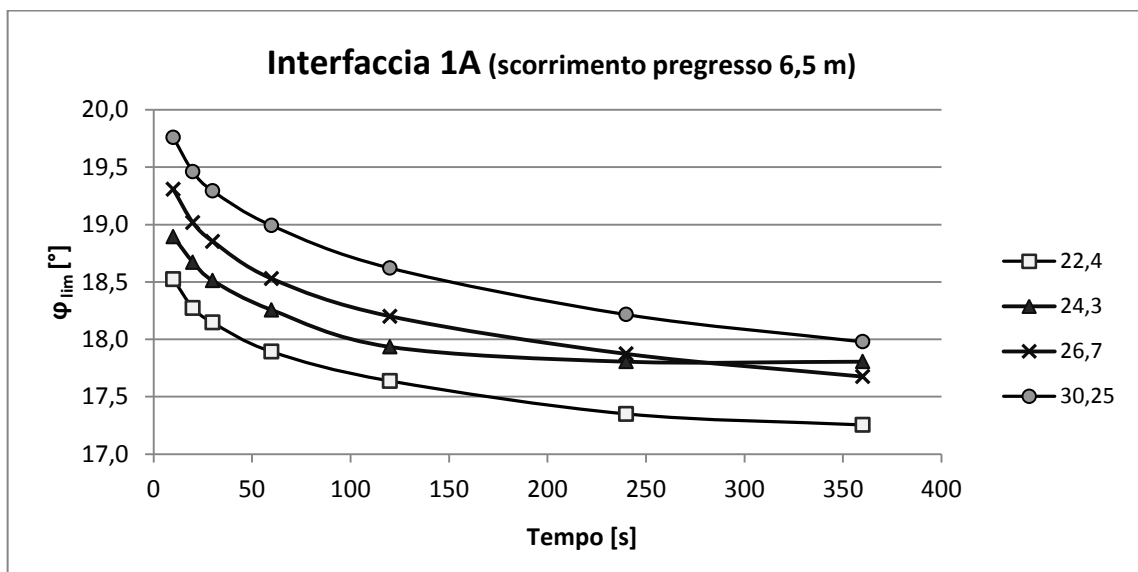


Grafico 38 Prova della forza sull'interfaccia 1B con scorrimento progressivo della slitta pari a 6,5 m. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.

Nel Grafico 35 e nel Grafico 37 si osserva come, per ogni fase della prova relativa ad una fissata inclinazione del piano, l'angolo d'attrito statico diminuisca nel tempo. Inoltre si può osservare che da una fase all'altra i valori degli angoli statici nel tempo non sono simili, ma aumentano progressivamente all'aumentare di β . I valori massimi, relativi alla misurazione a 10s e i valori minimi, relativi alla misurazione a 360s, aumentano man mano che viene aumentata l'inclinazione del piano. Non avviene dunque una stabilizzazione di φ_{lim} .

L'andamento dell'angolo d'attrito statico in funzione al tempo si può osservare nel Grafico 36 e nel Grafico 38, nei quali è possibile osservare la diminuzione dell'attrito nell'arco di sei minuti. Si osserva come, all'aumentare dell'inclinazione del piano, le curve traslino verso l'alto, ovvero verso valori maggiori di attrito.

Nella Tabella 21 sono riportati gli angoli d'attrito statico relativi all'inizio e alla fine di ogni fase, associati a diversi livelli di usura. Si osserva come la diminuzione della resistenza attritiva all'interfaccia sia funzione di due parametri: il tempo e l'usura.

Dal Grafico 39 si nota come la diminuzione di φ dovuta all'usura sia più evidente tra la prova a 0,1 m e la prova a 6,9 m. Le prove relative all'usura 6,9 m e 18,6 m danno valori massimi e minimi simili.

Tabella 21 Angoli d'attrito statico limite massimi (t=10s) e minimi (t=360s) per ciascun valore di β

Scorrimento pregresso	Tempo	φ Fase 1 [°]	φ Fase 2 [°]	φ Fase 3 [°]	φ Fase 4 [°]
m	s	°	°	°	°
0,15	10	18,6	20,3	21,7	23
	360	17,8	19,3	20,7	21,9
6,5	10	18,5	18,9	19,3	19,8
	360	17,3	17,8	17,7	18,0

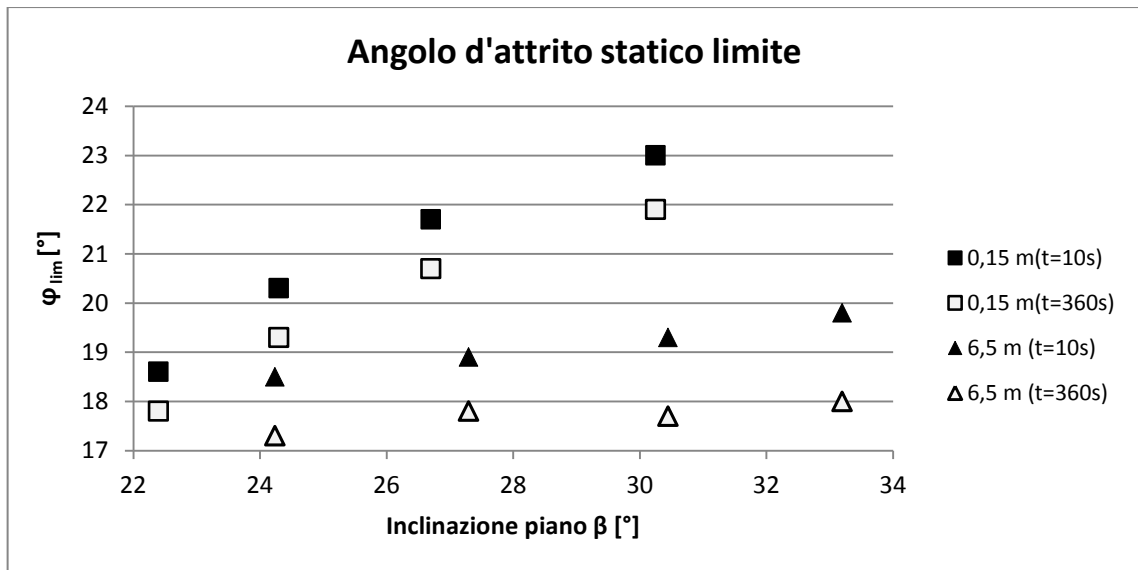


Grafico 39 Valori massimi e minimi di φ_{lim} per due livelli di usura

Dal Grafico 39 è possibile osservare i diversi fenomeni che accadono nel corso della prova della forza:

- A inclinazione del piano fissata, l'attrito statico diminuisce nel tempo;
- I valori dell'angolo d'attrito statico diminuiscono in relazione allo scorrimento pregresso del blocco;
- All'aumentare dell'inclinazione del piano, l'angolo statico non si stabilizza ma aumenta progressivamente.

5.5.3 PROVE DI SCIVOLAMENTO

Le prove di scivolamento sono state eseguite su un unico campione di interfaccia, denominato 1B. Tutte le prove sono state effettuate con un carico normale pari a 5,35 kPa. Il rilevamento della velocità di scorrimento è stato effettuato con l'analisi video di Matlab (nel caso in cui il blocco avesse velocità elevata e moto accelerato) e con il cronometro, nel caso il blocco avesse velocità ridotta e uniforme. Le prove sono state effettuate in un intervallo di usura compreso tra 1,1 m e 5 m. Si riportano di seguito i grafici relativi alla relazione angolo d'attrito dinamico – velocità di scorrimento.

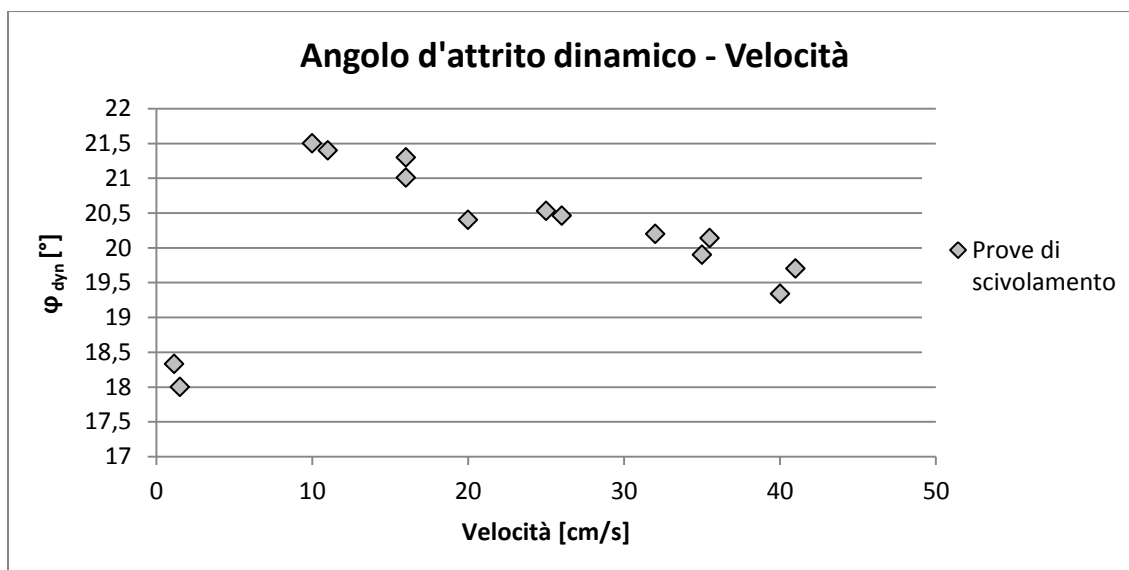


Grafico 40 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità di scorrimento ottenuta con prove di scivolamento

Come si osserva dal Grafico 40 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità di scorrimento ottenuta con prove di scivolamento, la curva presenta un picco in corrispondenza ad un valore di velocità di scorrimento compreso tra 10 e 20 cm/s. Una volta superato il valore di picco, l'attrito dinamico diminuisce all'aumentare della velocità di scorrimento.

5.5.4 PROVE DINAMICHE SINUSOIDALI

Per l'interfaccia geocomposito drenante-geomembrana sono state eseguite tre prove sul campione 1C utilizzando la tavola vibrante sollecitata con moto sinusoidale. Il carico normale è pari a 5,35 kPa. Si riporta di seguito la Tabella 22 che riassume le condizioni di prova, lo spostamento finale del blocco e i valori massimi di accelerazione del blocco. Lo scorrimento pregresso dell'interfaccia è compreso tra 1,6 m e 3,3 m.

Tabella 22 Elenco e descrizione delle prove dinamiche con forzante sinusoidale

N° prova	Accelerazione di picco [g]	Frequenza segnale [Hz]	Inclinazione piano [°]	Spostamento finale [cm]	Accelerazione critica [g]	φ_{dyn} [°]
1	0,2	1,5	15	52,2	0,09-0,13	20,1-22,4
2	0,15	1,5	15	52,2	0,08-0,11	19,6-21,3
3	0,8	3	0	15,0	0,46-0,53	24,7-27,9

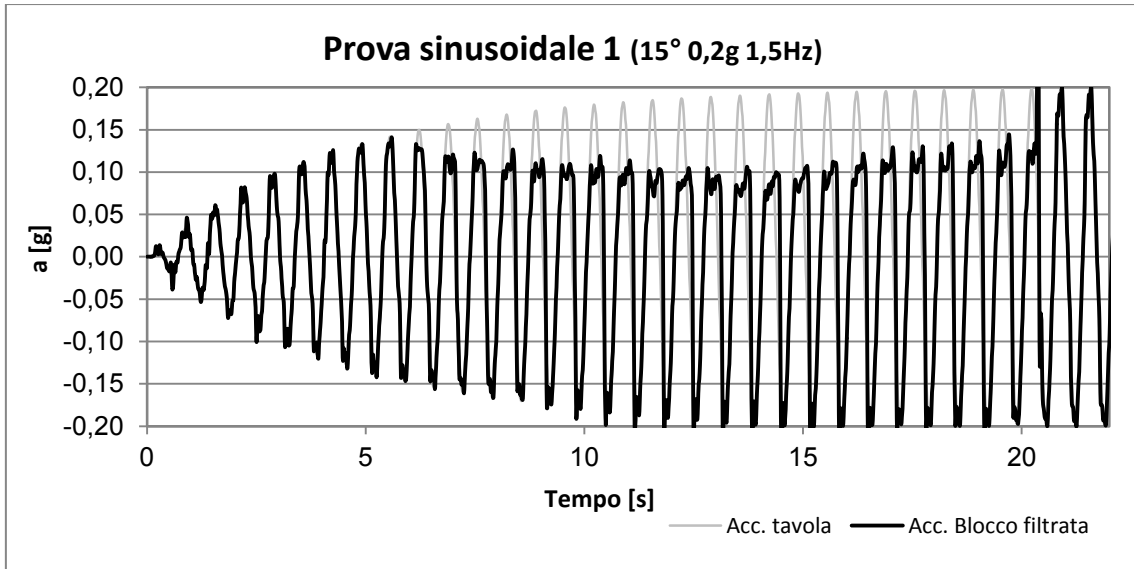


Grafico 41 Accelerazione della tavola e del blocco relative alla prova dinamica sinusoidale 1

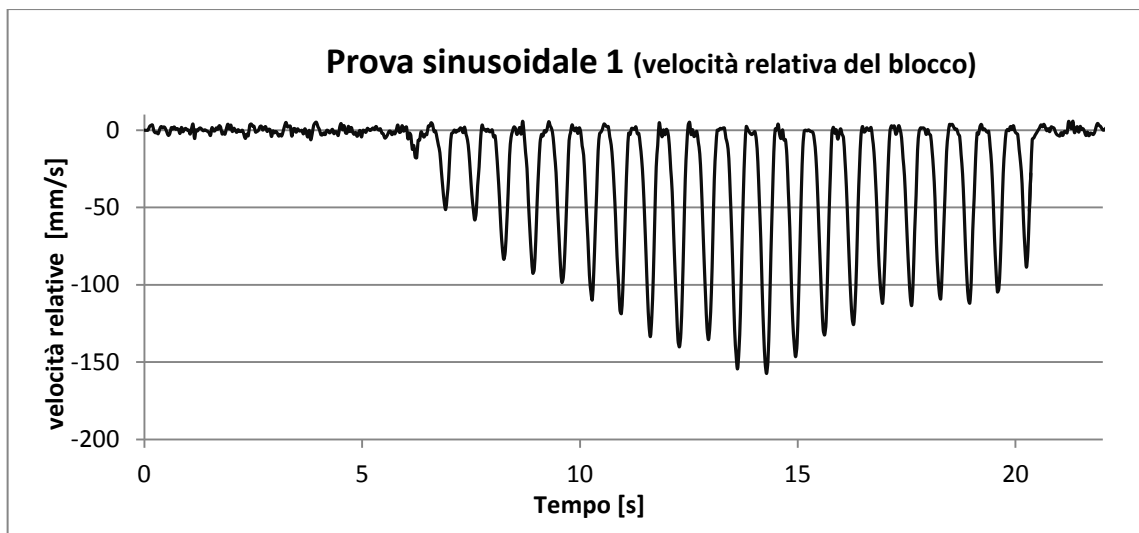


Grafico 42 Velocità relativa del blocco durante la prova dinamica sinusoidale 1

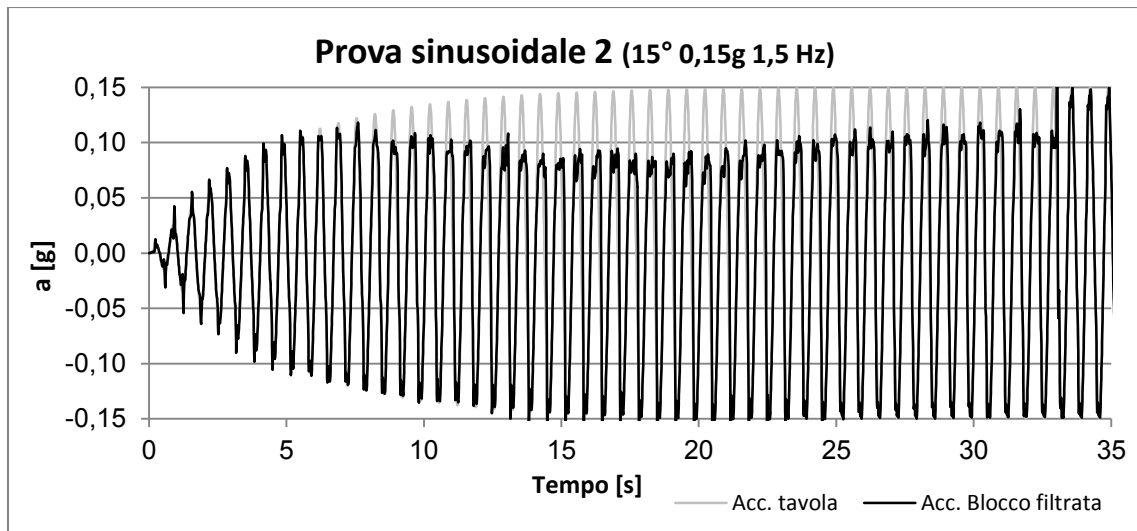


Grafico 43 Accelerazione della tavola e del blocco relative alla prova dinamica sinusoidale 2

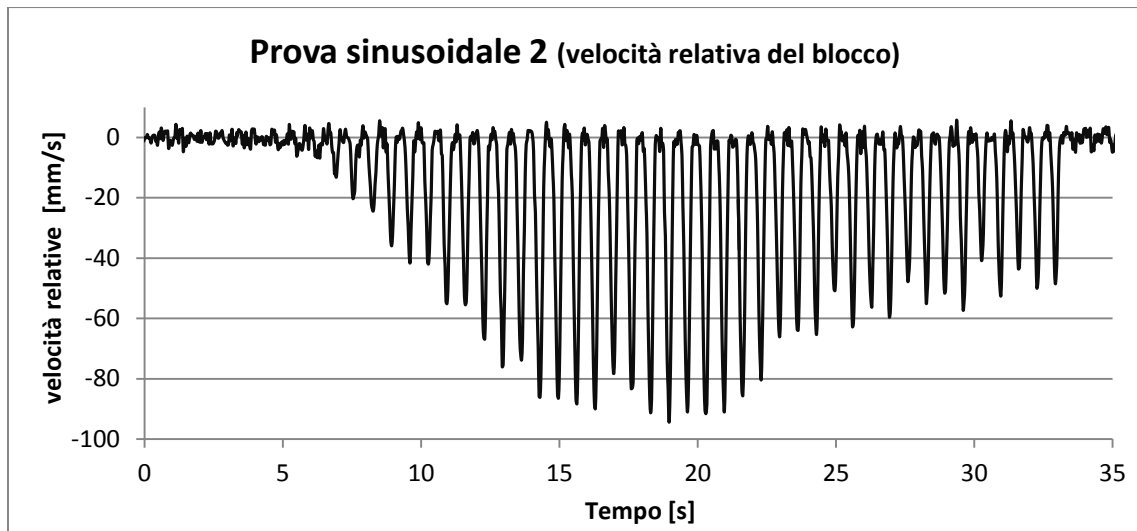


Grafico 44 Velocità relativa del blocco durante la prova dinamica sinusoidale 2

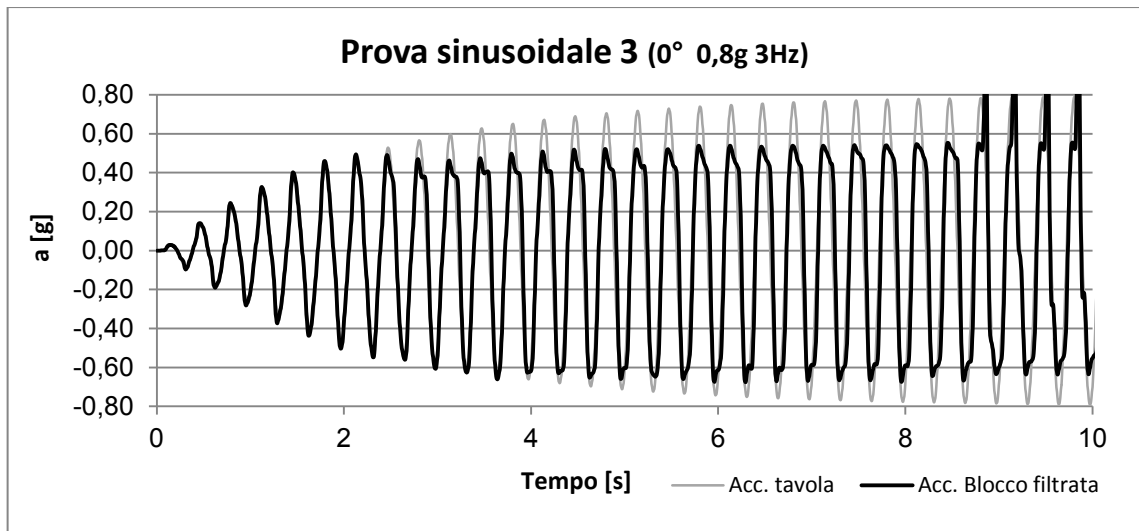


Grafico 45 Accelerazione della tavola e del blocco relative alla prova dinamica sinusoidale 3

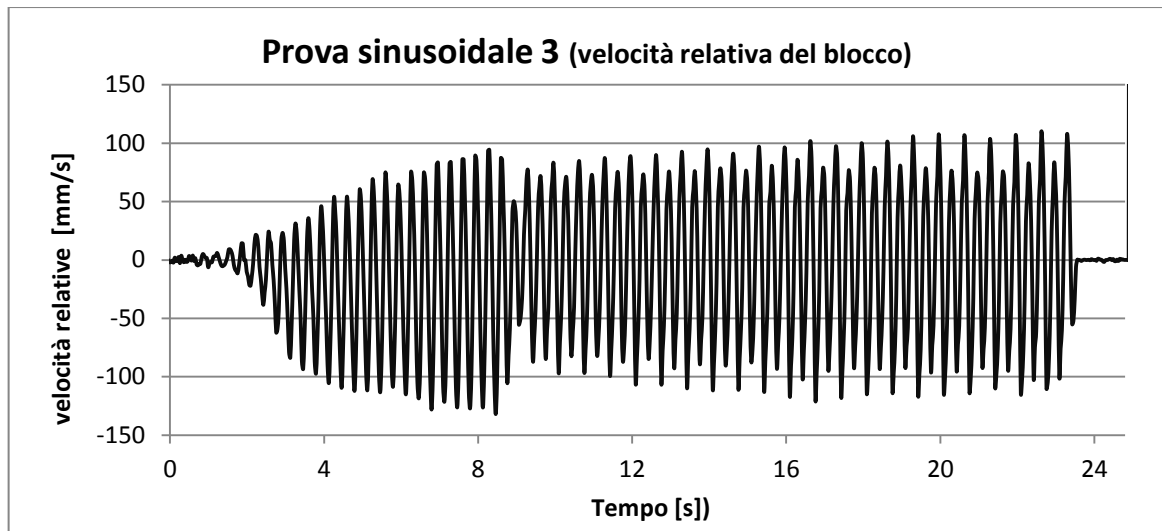


Grafico 46 Velocità relativa del blocco durante la prova dinamica sinusoidale 3

Dai Grafico 41 e Grafico 43 sopra riportati si osserva che le prove 1 e 2 sono caratterizzate da una prima fase di lieve diminuzione di accelerazione critica, seguita poi da un incremento e da una successiva stabilizzazione. L'andamento dell'accelerazione del blocco può essere messo in relazione con la velocità relativa (Grafico 42 e Grafico 44). Le parti di curva in cui l'accelerazione critica diminuisce corrispondono alle zone di massima velocità del blocco, andamento coerente con la curva angolo d'attrito dinamico – velocità ricavata dalle prove di scivolamento e riportata nel paragrafo precedente. Nei Grafico 47 e Grafico 48 è riportato lo spostamento maturato dal blocco durante le prove dinamiche 1 e 3. La prima parte della curva relativa alla prova 3 (inclinazione nulla del piano- Grafico 48) corrisponde ad uno spostamento del blocco in una direzione preferenziale, verso la parte bassa del piano inclinato. Dopo la prima fase, in cui le fibre del geocomposito drenante erano probabilmente orientate secondo la direzione degli scorrimenti su piano inclinato, il blocco si stabilizza e i suoi spostamenti oscillano.

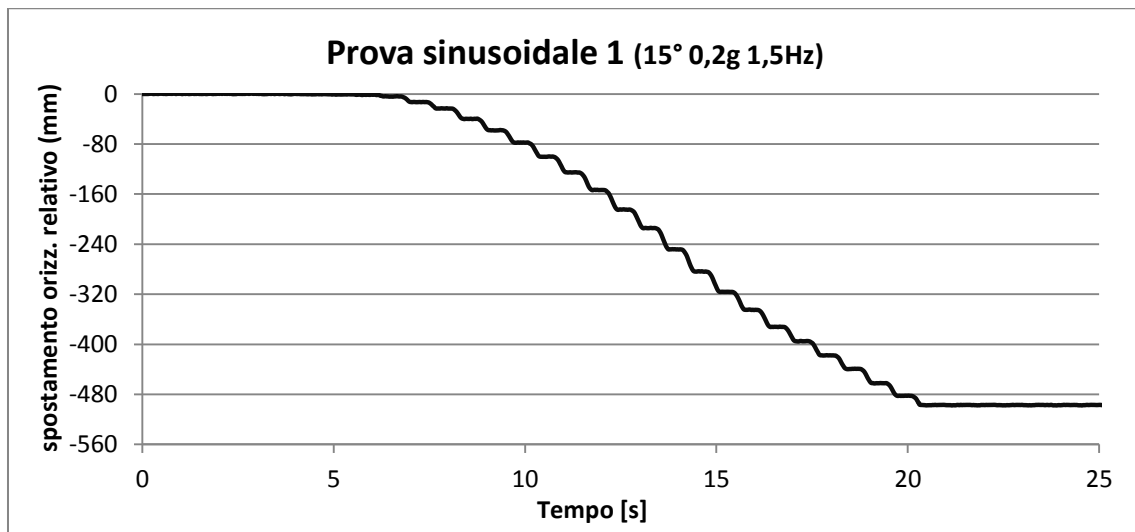


Grafico 47 Spostamento relativo del blocco durante la prova sinusoidale 1

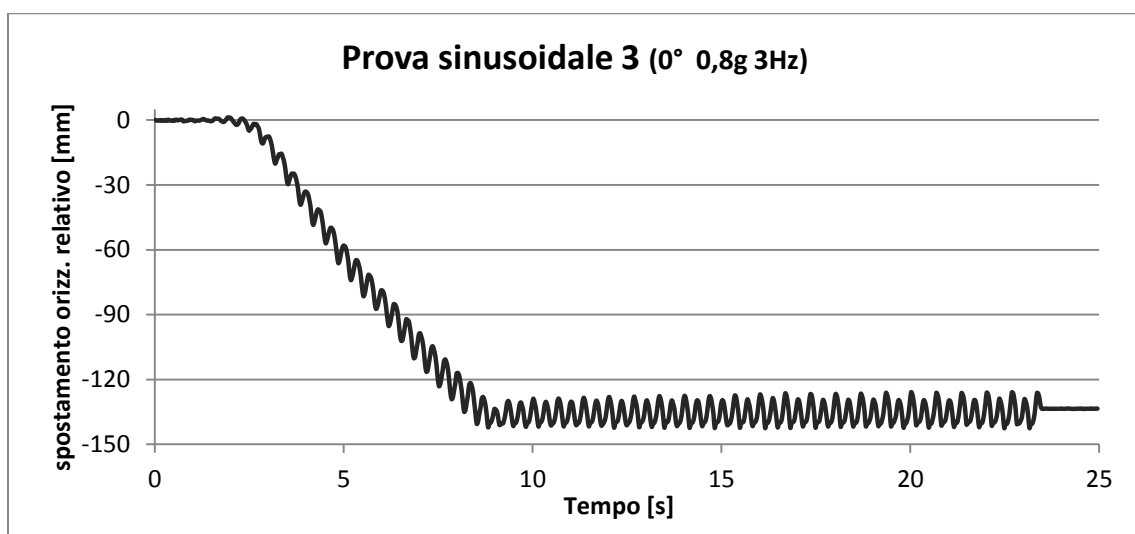


Grafico 48 Spostamento relativo del blocco durante la prova sinusoidale 3

Dalle prove dinamiche sinusoidali, come per le prove di scivolamento, è stato possibile ricavare coppie di punti velocità-angolo d'attrito dinamico (Grafico 49). Tali punti si collocano in maniera coerente all'interno della curva ricavata dalle prove di scivolamento, eccetto i valori relativi alla prova 3, eseguita con inclinazione nulla del piano. I valori relativi alla prova 3 si riferiscono ad accelerazioni critiche e quindi angoli dinamici nella direzione del fondo del piano. Si osserva che i valori d'attrito nel caso in cui $\beta=0^\circ$ sono nettamente maggiori rispetto ai valori ricavati da prove con $\beta \neq 0^\circ$.

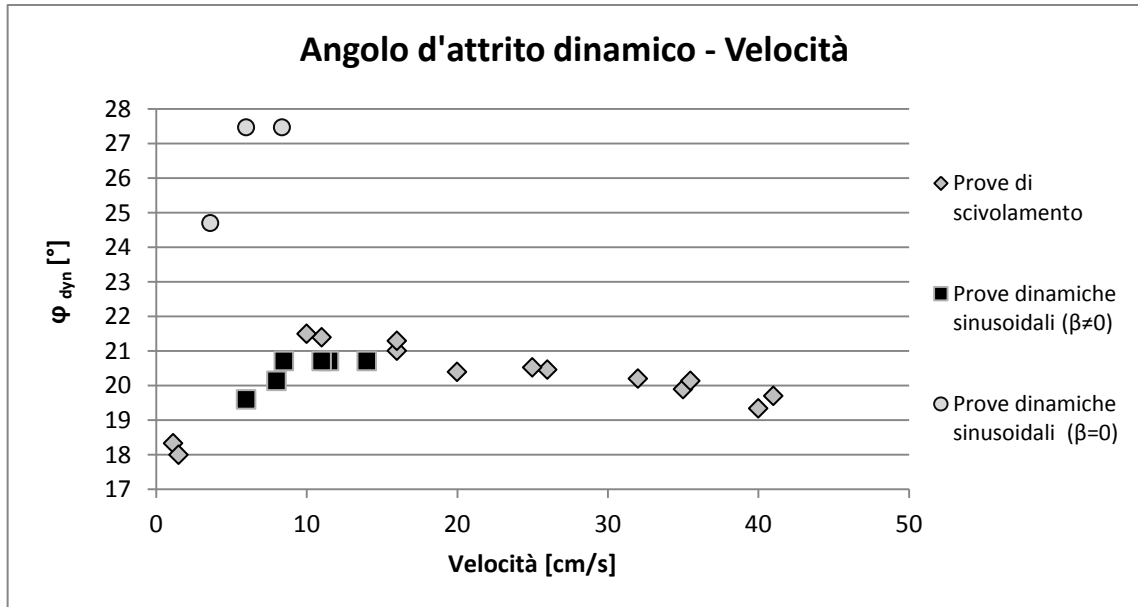


Grafico 49 Relazione angolo dinamico – velocità ricavata con diverse prove sperimentali

5.5.5 PROVE DINAMICHE SISMICHE

L'interfaccia geocomposito drenante-geomembrana è stata sottoposta a due prove sismiche, utilizzando i segnali dei terremoti riportati al Paragrafo 5.3.5. L'inclinazione del piano è stata fissata a 15°.

5.5.5.1 TERREMOTO DE L'AQUILA

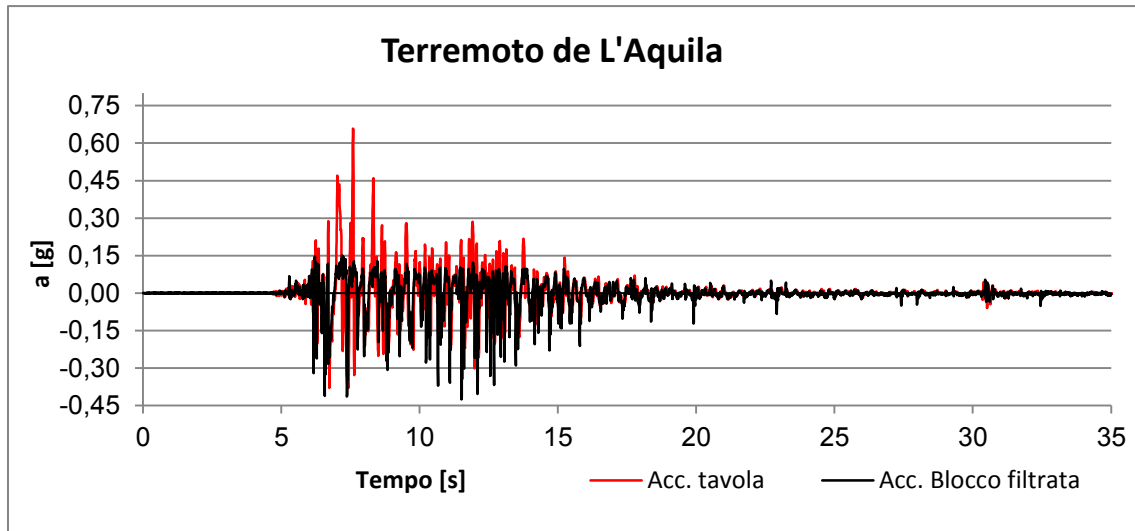


Grafico 50 Accelerazione della tavola e del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila ϕ

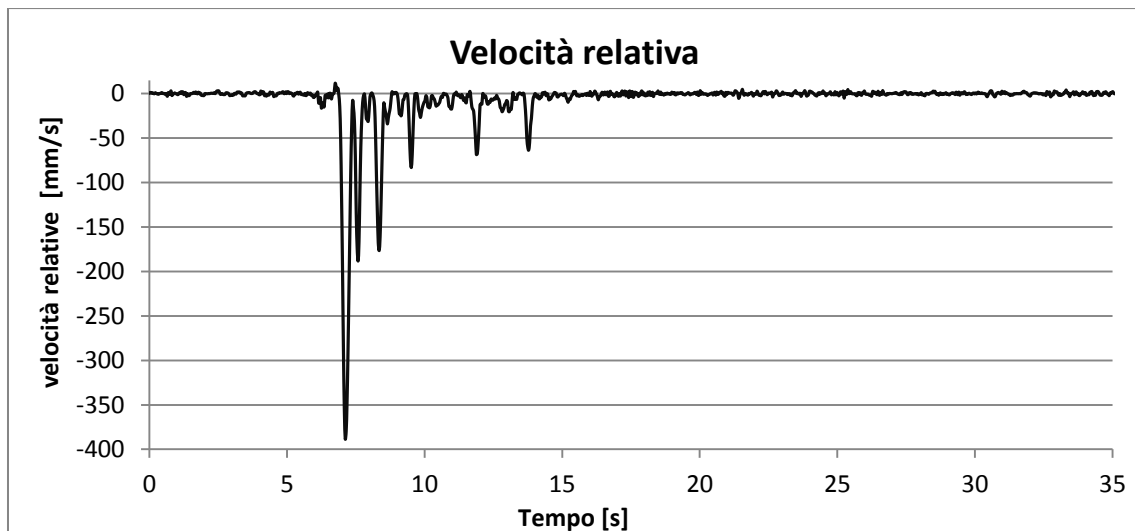


Grafico 51 Velocità relativa del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila

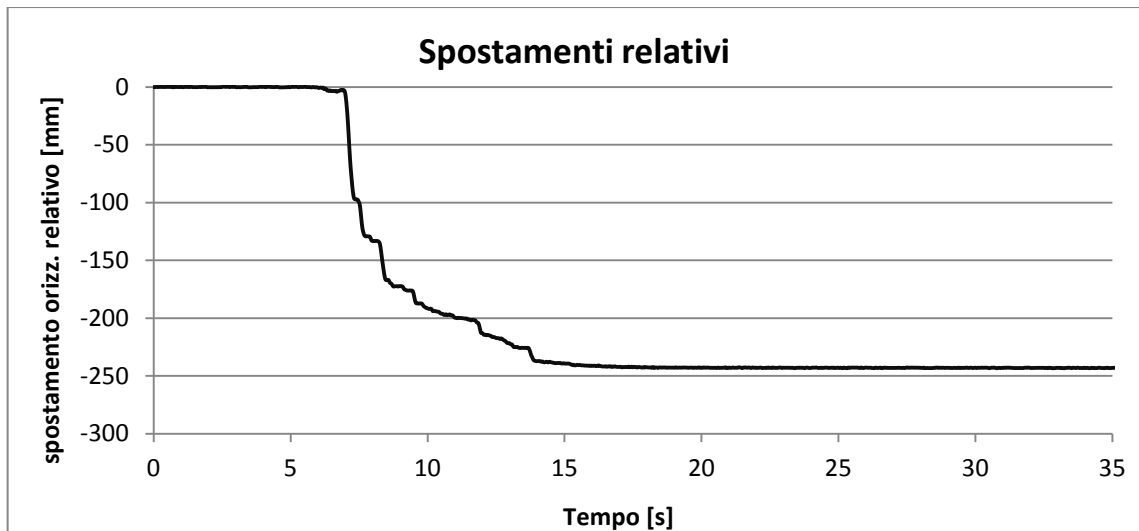


Grafico 52 Spostamenti relativi del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila

Come si può osservare dal Grafico 50, durante la prova dinamica con simulazione del terremoto de L'Aquila, la massima accelerazione subita dal blocco è pari a circa 0,13g, molto inferiore alla PGA del segnale (0,66g). Lo spostamento finale del blocco è pari a 24 cm circa (Grafico 52). Quasi metà dello spostamento permanente finale si manifesta in corrispondenza del picco di accelerazione della tavola e al picco di velocità relativa del blocco.

5.5.5.2 TERREMOTO UMBRIA - MARCHE

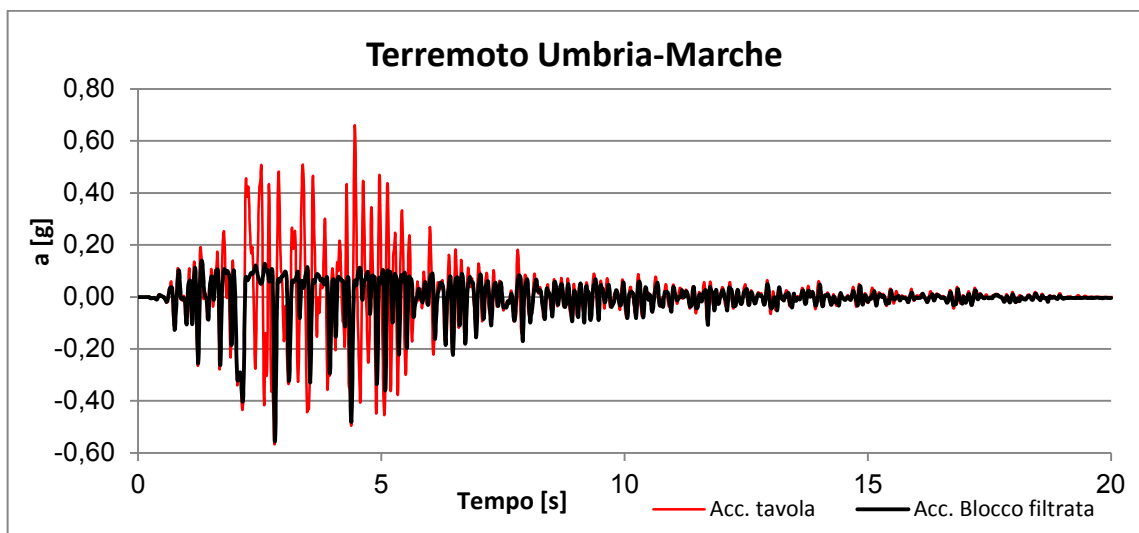


Grafico 53 Accelerazione della tavola e del blocco durante la prova del terremoto Umbria-Marche

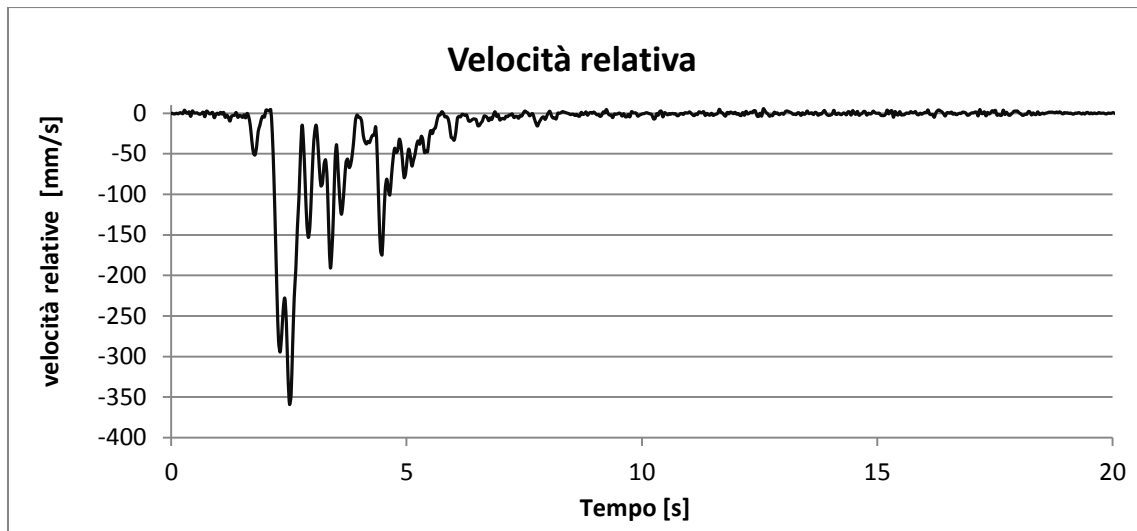


Grafico 54 Velocità relativa del blocco durante la prova del terremoto Umbria-Marche

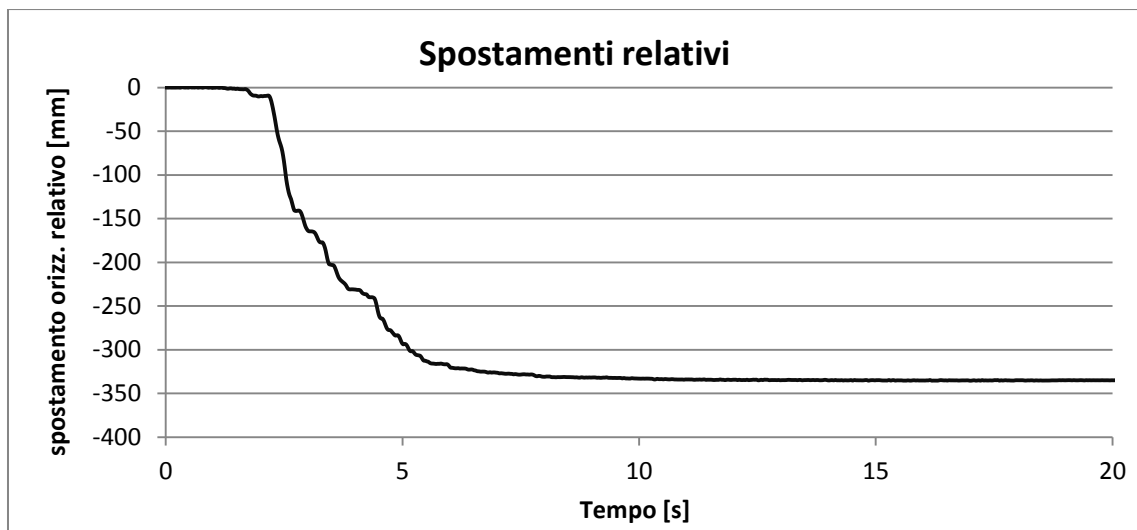


Grafico 55 Spostamenti relativi del blocco durante la prova del terremoto Umbria-Marche

Dal Grafico 53 si può osservare come l'accelerazione massima subita dal blocco durante la prova di simulazione del terremoto Umbria-Marche sia pari a 0,09g, molto inferiore alla PGA del segnale sismico (0,66g). Il blocco a fine prova ha maturato uno spostamento finale pari a 33,5 cm circa (Grafico 55).

5.5.6 ANALISI NUMERICHE

Dai risultati ottenuti dalle prove di scivolamento e dalle prove sinusoidali, è stato possibile ottenere la relazione tra l'attrito dinamico e la velocità di scorrimento (Grafico 49). La curva ottenuta per l'interfaccia geocomposito drenante-geomembrana con prove di scivolamento e prove sinusoidali con $\beta \neq 0^\circ$ può essere approssimata a una funzione analitica polinomiale del quarto ordine (Grafico 56)

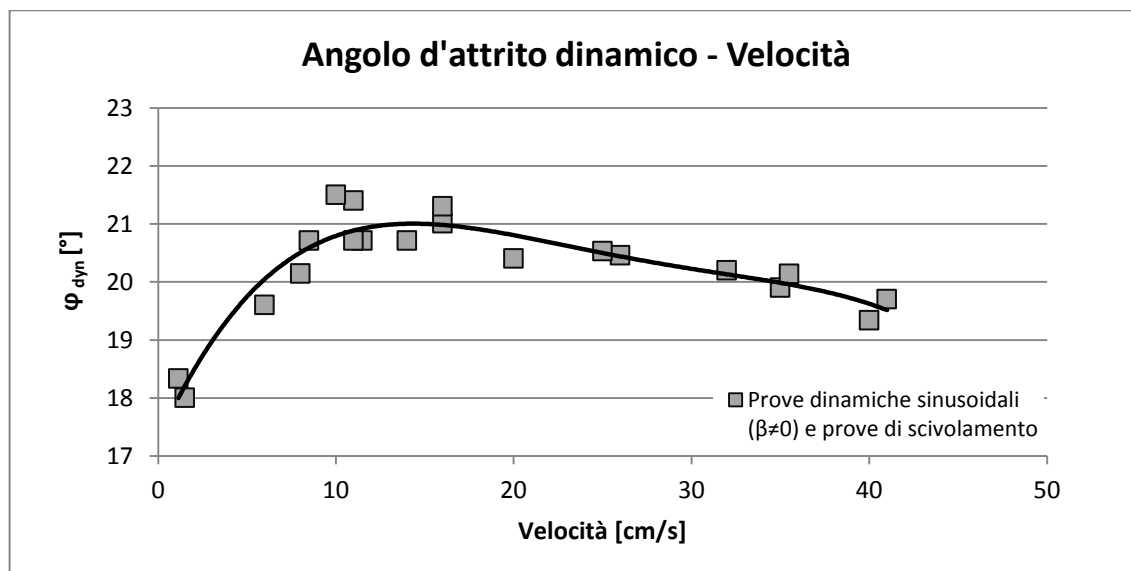


Grafico 56 Curva angolo d'attrito dinamico – velocità ottenuta da prove di scivolamento e prove sinusoidali con piano inclinato

La funzione polinomiale che meglio approssima la serie di dati è la seguente:

$$y = 3 \cdot 10^{-6}x^4 + 0,0005x^3 - 0,0258x^2 + 0,5304x + 17,5 \quad (5.24)$$

Si riportano di seguito i grafici degli spostamenti relativi del blocco durante le prove con segnale sismico, confrontando la soluzione sperimentale con le soluzioni analitiche.

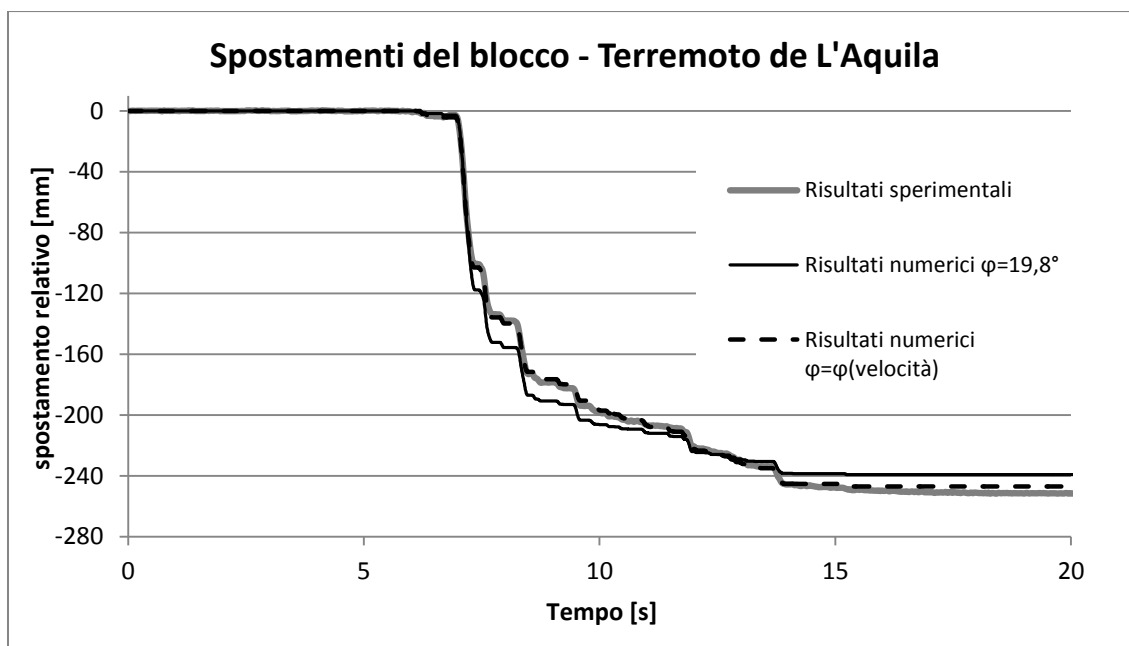


Grafico 57 Spostamenti relativi del blocco nella prova del sisma de L'Aquila: confronto delle soluzioni sperimentali e numeriche

Effettuando l'analisi numerica per un valore costante dell'angolo d'attrito dinamico pari a $19,8^\circ$ si ricava una curva spostamenti-tempo che non riproduce l'andamento sperimentale e inoltre sottostima lo spostamento permanente finale (Grafico 57). Inserendo nel programma di calcolo la relazione analitica 5.24 si ottiene uno spostamento numerico coincidente con lo spostamento sperimentale.

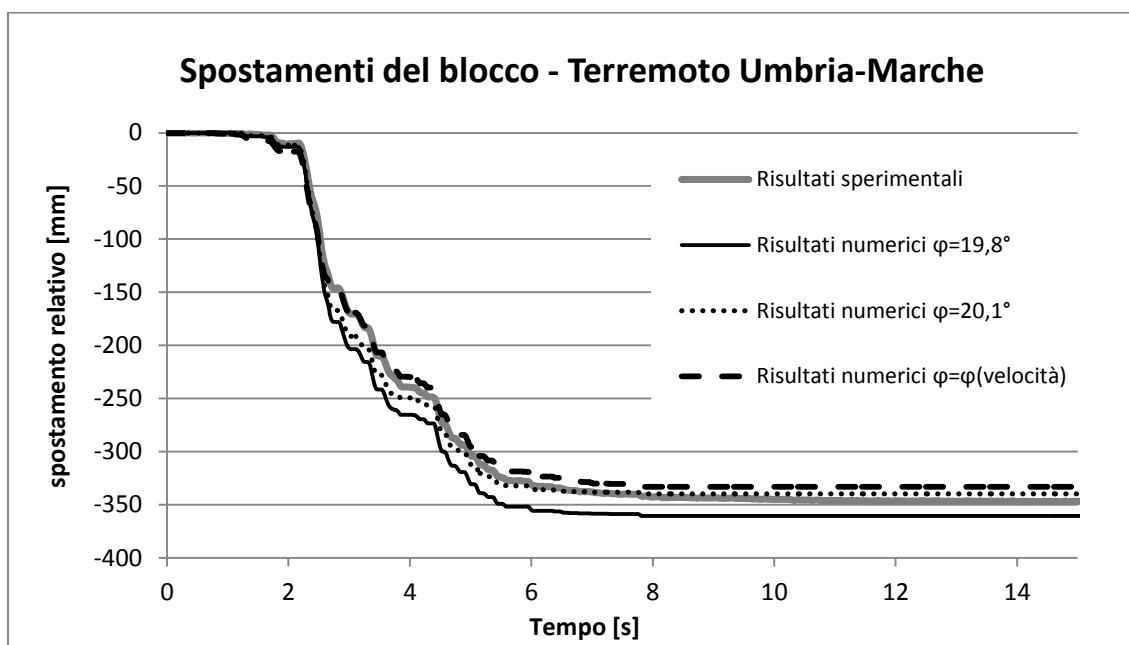


Grafico 58 Spostamenti relativi del blocco nella prova del sisma Umbria-Marche: confronto delle soluzioni sperimentali e numeriche

Come si può osservare dal Grafico 58 la soluzione numerica ottenuta dal valore di attrito dinamico costante $19,8^\circ$, non approssima bene gli spostamenti sperimentali. Il valore scelto risulta troppo basso in quanto sovrastima gli spostamenti. Il valore di angolo d'attrito dinamico di secondo tentativo è $20,1^\circ$. Questo valore approssima abbastanza bene lo spostamento permanente finale del blocco ma non riproduce fedelmente gli spostamenti durante la prova. La soluzione numerica ottenuta inserendo nel programma di calcolo l'espressione 5.24 riproduce fedelmente l'andamento degli spostamenti del blocco nel tempo, sottostimando leggermente lo spostamento finale. La relazione analitica che esprime la relazione angolo d'attrito dinamico-velocità sembra riprodurre in maniera fedele il comportamento dinamico del blocco per diversi tipi di sollecitazioni sismiche.

6 OSSERVAZIONI E CONCLUSIONI

Per l'analisi sperimentale condotta nel Laboratorio di Geotecnica dell'Università degli studi di Padova sono state considerate le due interfacce tra geosintetici:

- Geostuoia rinforzata(U)-geocomposito drenante (LATO A) (L)
- Geocomposito drenante (LATO B) (U)-geomembrana bugnata(L)

Con la lettera (U) si è indicato il geosintetico fissato al blocco scorrevole mentre con la lettera (L) si è indicato il geosintetico fissato al piano inclinato. Le due interfacce sono state sottoposte alle prove di laboratorio riportate al Paragrafo 5.3 e si sono riportati i risultati nei rispettivi Paragrafi 5.4.5 e 5.5.5.

L'aspetto principale che emerge dai risultati è la sostanziale differenza, dal punto di vista attritivo, tra le interfacce analizzate. Dalla Tabella 23 di seguito riportata, si possono confrontare i risultati ottenuti dalle prove statiche. Si nota che l'angolo di primo distacco medio, nel caso di campioni vergini, non differisce molto per le due interfacce (meno di un grado di differenza), ma nel caso dell'interfaccia GCD-GMB vi è forte variabilità dei risultati. Per l'interfaccia geostuoia-GCD il valore di angolo φ_0 ottenuto sembra attendibile, vista la scarsa variabilità dei risultati. I valori degli angoli di primo distacco stabilizzati differiscono maggiormente rispetto al valore dei campioni vergini. Anche in questo caso la variabilità dei valori relativi all'interfaccia GCD-GMB è maggiore.

La procedura Standard non è stata eseguita per l'interfaccia GMB-GCD in quanto il blocco, non appena si muove, acquista subito velocità rilevanti. Di conseguenza il valore dell'angolo φ_{50} coincide circa con il valore φ_0 . Diversamente, per l'interfaccia geostuoia-GCD, per la quale si verifica uno scorrimento molto lento del blocco, la procedura Standard offre valori di angolo d'attrito statico sovrastimati rispetto al valore dell'angolo φ_0 ottenuto con la prova statica.

Tabella 23 Risultati delle prove statiche: confronto tra interfacce

Interfaccia	Geostuoia-GCD	GCD-GMB
$\varphi_{0,medio}$ [°]	26,6 ± 0,4	27,5 ± 2,1
$\varphi_{0,stabilizzato}$ medio [°]	22,1 ± 0,6	20,6 ± 1,1
Scorrimento pregresso per stabilizzazione [m]	2-5	≈ 1
φ_{50} [°]	28,3	/
$\varphi_{50,stabilizzato}$ [°]	26,05 ± 0,20	/

Un aspetto che differenzia le due interfacce è l'usura necessaria alla stabilizzazione dell'angolo di primo stacco. Per l'interfaccia GCD-GMB è sufficiente uno scorrimento pregresso di circa 50 cm per provocare una diminuzione dell'angolo di primo distacco ad un valore prossimo a quello stabilizzato; per l'interfaccia geostuoia-GCD è necessario uno scorrimento pregresso compreso tra 2-5 m per ottenere valori prossimi al valore stabilizzato.

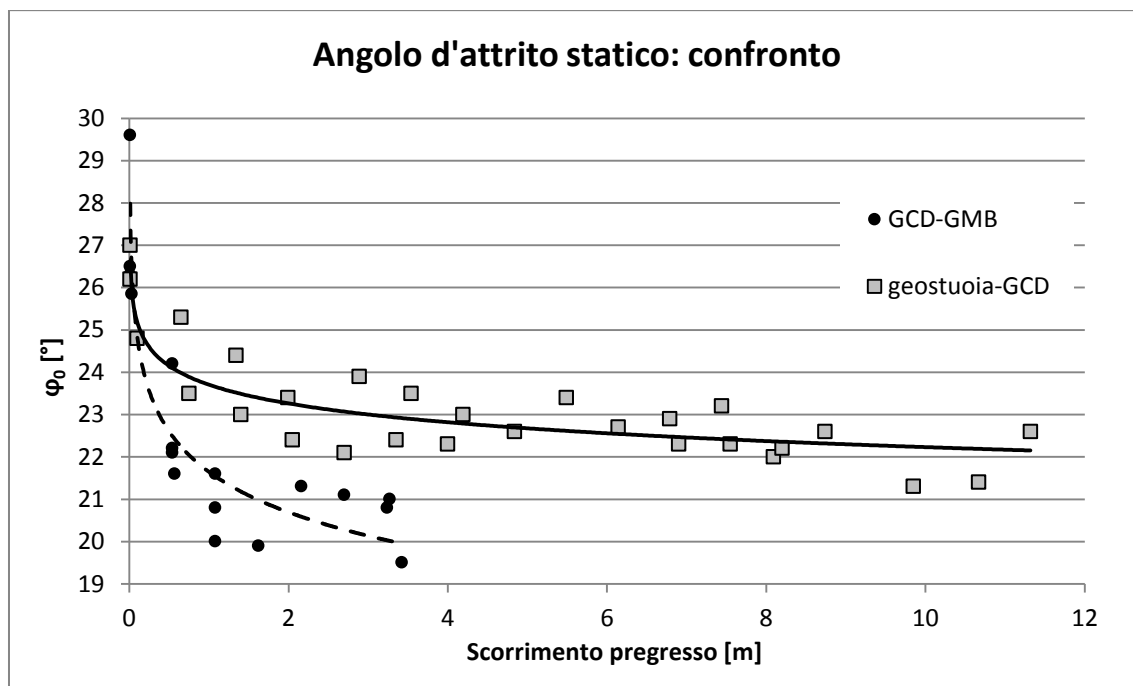


Grafico 59 Confronto dei valori di angolo d'attrito statico di primo distacco

Si osserva inoltre che l'interfaccia geostuoia-GCD ha manifestato comportamenti viscosi che nell'interfaccia GMB-GCD non si sono rivelati. Questa differenza di comportamento può essere causata dalla diversa struttura dei geosintetici e dalla diversa interazione meccanica ed elettrochimica all'interfaccia. In relazione alla natura viscosa dell'interfaccia geostuoia-GCD, il metodo della forza sembra più appropriato per la valutazione dell'angolo d'attrito statico: questa procedura infatti tiene conto degli effetti di creep nel tempo. La prova statica applicata all'interfaccia GCD-GMB non ha riportato risultati soddisfacenti in quanto il valore dell'angolo d'attrito statico limite risulta sensibile alla pendenza del piano inclinato. All'aumentare dell'inclinazione infatti si ottengono valori di $\varphi_{lim,max(t=10s)}$ e $\varphi_{lim,max(t=360s)}$ crescenti. La minore sensibilità dell'interfaccia GCD-GMB ai fenomeni viscosi nel tempo è evidente anche dalla minor diminuzione di φ_{lim} nel tempo per una fissata inclinazione β . L'angolo statico limite per l'interfaccia geostuoia-GCD ha una diminuzione di circa 2° nell'arco di sei minuti mentre per l'interfaccia GCD-GMB ha una diminuzione di circa 1° in sei minuti. Quindi la prova con il metodo della forza risulta applicabile solo all'interfaccia geostuoia-GCD.

Per entrambe le interfacce si sono eseguite prove statiche con carico normale variato rispetto alla condizione di carico prestabilita di 5,35 kPa. L'influenza del carico è rilevante per l'interfaccia geostuoia-GCD in quanto l'angolo di primo distacco diminuisce all'aumentare della pressione normale. Per l'interfaccia GCD-GMB l'aumento del carico non ha comportato variazioni nella curva di

stabilizzazione dell'angolo φ_0 e si può confermare che il carico normale non modifica il comportamento all'interfaccia. La diversa sensibilità del comportamento attritivo alla variazione del carico normale è associabile alla diversa deformazione dei geosintetici e alle conseguenze che tale deformazione comporta sull'attrito.

Le due interfacce analizzate differiscono anche per quanto riguarda il comportamento attritivo in condizioni cinematiche. Le curve angolo dinamico-velocità ottenute dai risultati delle prove di scivolamento e delle prove dinamiche con forzante sinusoidale eseguite con la tavola vibrante sollecitata presentano forti differenze.

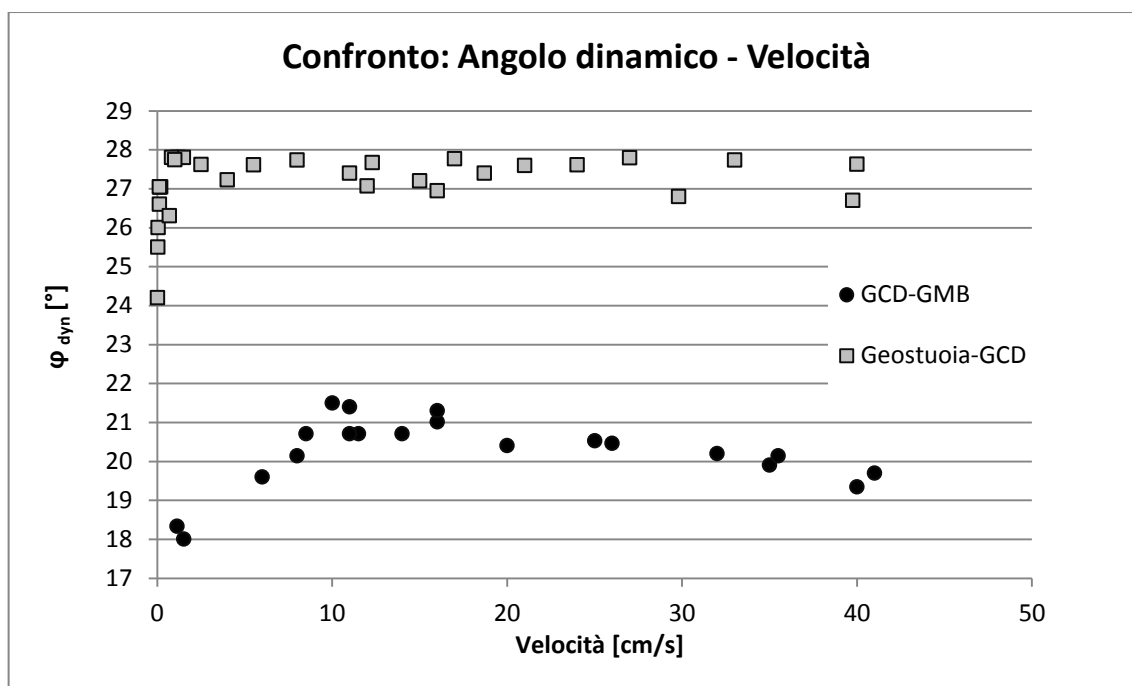


Grafico 60 Confronto dei valori di angolo d'attrito dinamico al variare della velocità

Dal Grafico 60 si osserva l'evidente differenza nel comportamento attritivo cinematico tra le due interfacce. L'interfaccia GCD-GMB è caratterizzata da una curva che si posiziona su valori di φ_{dyn} nettamente inferiori rispetto ai valori di φ_{dyn} associati all'interfaccia geostuoia-GCD. Si nota inoltre la differenza del comportamento dinamico in corrispondenza delle basse velocità. L'attrito cinematico dell'interfaccia geostuoia-GCD varia pesantemente in un ristretto intervallo di velocità (0-2 cm/s). a causa di questa forte variabilità iniziale è risultato difficile esprimere analiticamente la relazione angolo dinamico-velocità per quest'interfaccia. Dopo una prima fase di forte crescita dell'angolo dinamico con la velocità, a partire da un valore pari a circa 2,5 cm/s, l'angolo sembra stabilizzarsi attorno ad un valore pari a $27,6^\circ \pm 0,9^\circ$. La relazione φ_{dyn} – velocità per l'interfaccia GCD-GMB mostra un andamento approssimativamente lineare fino ad una velocità pari a 10 cm/s, in corrispondenza della quale si ottengono i massimi valori di φ_{dyn} . Per velocità maggiori l'angolo dinamico diminuisce progressivamente.

Le due interfacce sono state sottoposte a prove dinamiche su tavola vibrante sollecitata da forzante sismica. Le caratteristiche dei terremoti simulati sono riportate al Paragrafo 5.3.5. Tutte le prove sono state eseguite con inclinazione del piano pari a 15°. L'aspetto di maggior rilievo è lo spostamento permanente finale maturato durante le prove dinamiche (Tabella 24)

Tabella 24 Spostamenti finali permanenti e velocità relativi alle simulazioni sismiche

Terremoto	Geostuoia-GCD			GCD-GMB		
	Spostamento finale [cm]	Velocità massima [cm/s]	φ_{dyn} [°]	Spostamento finale [cm]	Velocità massima [cm/s]	φ_{dyn} [°]
L'Aquila	6,7	22,1	27,6 ± 0,9	26	39	19,5 ± 0,2
Umbria-Marche	10,7	16,3	27,6 ± 0,9	35	35,9	20 ± 0,15

Come si osserva dalla Tabella 24, durante le prove effettuate sull'interfaccia GCD-GMB il blocco ha maturato spostamenti molto maggiori rispetto alle prove sull'interfacce geostuoia-GCD, per entrambi i segnali sismici. Il diverso comportamento è giustificato dalle differenti relazioni angolo dinamico-velocità delle due interfacce. Si osserva che il blocco si muove con velocità elevate. Per l'interfaccia geostuoia-GCD, dal Grafico 60, si evince che l'angolo dinamico alle elevate velocità è pressoché costante e pari a 27,6° ± 0,9°. L'interfaccia GCD-GMB è caratterizzata da una diminuzione dell'angolo d'attrito dinamico con la velocità e, il valore minimo di φ_{dyn} nel Grafico 60 risulta pari a 19,5° ± 0,2°, associato ad una velocità di 40,5 ± 0,5 cm/s.

I geosintetici che formano le interfacce analizzate, nella pratica comune vengono disposti congiuntamente in discarica per formare la barriera di copertura. Al di sopra della geostuoia viene posizionato lo strato di terreno finale. Avendo a disposizione la caratterizzazione completa dal punto di vista attritivo delle due interfacce, è possibile supporre quale delle due interfacce, in fase di esercizio, possa costituire una superficie critica di scorrimento su un versante della discarica. Dal punto di vista statico, supponendo che i geosintetici vengano disposti in maniera corretta, è difficile stabilire quale possa essere l'elemento debole del pacchetto di copertura. L'angolo d'attrito statico dell'interfaccia GMB-GCD è circa 27,5° ± 2,1°, a differenza dell'angolo statico dell'interfaccia geostuoia-GCD che risulta 26,6° ± 0,4°. Il valore più elevato presenta una maggiore dispersione e inaffidabilità. Si osserva inoltre che nel caso in cui i geosintetici vengano disposti in maniera tale da comportarne usura in fase d'installazione, la situazione si modifica: l'interfaccia geostuoia-GCD è caratterizzata da un angolo stabilizzato pari a 22,1° ± 0,6°, maggiore rispetto l'angolo stabilizzato di 20,6° ± 1,1° dell'interfaccia GCD-GMB. Non si è considerato l'effetto della viscosità, che è risultato essere un problema chiave nel comportamento dell'interfaccia geostuoia-GCD. Quest'ultima, se si considerano gli effetti a lungo termine e i risultati della prova della forza, risulta la più pericolosa tra le due, poiché può muoversi a inclinazioni estremamente basse con velocità molto lente. Chiaramente, stabilire quale sia l'interfaccia

critica dal punto di vista statico è assai problematico poiché il valore di φ_0 è estremamente sensibile all'usura e quindi alle condizioni di messa in opera del geosintetico.

Dal punto di vista cinematico sembra evidente che l'interfaccia critica risulta essere quella costituita da GCD e GMB. Se la discarica, a causa di un sisma, di un cedimento del corpo dei rifiuti o del terreno di fondazione, della presenza di acqua o umidità, di effetti viscosi correlati al carico permanente dovuto al terreno sovrastante o all'aumento della temperatura o per altri fenomeni esterni, subisse una deformazione o una sollecitazione dinamica tale per cui avvenisse uno scorrimento relativo tra le interfacce, la superficie critica si collocherebbe probabilmente tra il GCD e la GMB. Tale interfaccia infatti è caratterizzata da valori molto limitati di angolo d'attrito dinamico.

La caratterizzazione dinamica dell'attrito all'interfaccia ha come scopo ultimo l'implementazione di un programma di calcolo con il quale prevedere il comportamento dell'interfaccia per qualunque sollecitazione dinamica. Dai risultati riportati ai Paragrafi 5.4.6 e 5.5.6 si evince la buona adattabilità del programma utilizzato all'interfaccia GCD-GMB, inserendo nell'algoritmo la funzione numerica che descrive la relazione φ_{dyn} -velocità. Inserendo nel programma un valore costante di angolo dinamico, si ottengono risultati accettabili sono nel caso del terremoto Umbria-Marche, poiché in fase di prova il blocco presenta parametri cinematici più costanti rispetto al terremoto de L'aquila.

Per concludere, si pone in evidenza che i valori individuati durante la sperimentazione fanno riferimento a una condizione ideale dei geosintetici. In fase di esercizio essi sono sottoposti a pressioni differenti, agenti chimici e biologici, a danneggiamenti e deformazioni e di conseguenza le loro proprietà si modificano pesantemente. Il valore della resistenza d'attrito è funzione di tutti questi fattori. Il proseguimento della sperimentazione presentata in questa sede dovrebbe quindi considerare delle condizioni di interfaccia maggiormente realistiche per ottenere valori di attrito statico e dinamico più rappresentativi.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 Rotolo di geotessuto tessuto (sinistra); dettaglio del geotessuto non tessuto (destra).....	10
Figura 1.2 Geogriglia	10
Figura 1.3 Georete.....	10
Figura 1.4 Geomembrana liscia	11
Figura 1.5 Geocomposito drenante (sinistra); geocomposito bentonitico (destra).....	11
Figura 1.6 Geotubi (sinistra); geoschiуме (destra)	12
Figura 1.7 Geosintetico utilizzato con funzione di separazione	13
Figura 1.8 Geosintetici con funzione di rinforzo (sinistra) e filtrazione (destra)	13
Figura 1.9 Geosintetico con funzione drenante.....	14
Figura 1.10 Effetto della temperatura sul comportamento dei polimeri (Vashi et al.)	16
Figura 1.11 Resistenza a trazione dei geosintetici e durabilità (S. Cola, corso di “Miglioramenti dei terreni e opere in terra”, UNIPD)	17
Figura 1.12 Struttura di una discarica (www.greengroupholding.com)	19
Figura 1.13 Applicazione dei geosintetici in discarica (Bouazza et al., 2002).....	20
Figura 1.14 Esempio di discarica con pendii molto ripidi	22
Figura 2.1 Forza d’attrito al variare dello scorrimento (Deladi, 2006)	25
Figura 2.2 Coefficiente d’attrito dinamico della gomma al variare dalla velocità (Deladi, 2006)	25
Figura 3.1 Apparato strumentale della prova a taglio diretto per l’interfaccia tra geosintetici (Mitchell et al., 1990).....	31
Figura 3.2 Apparato strumentale della prova a taglio diretto per l’interfaccia tra geosintetici (Reyes Ramirez e Gourc, 2003)	31
Figura 3.3 Relazione tra sforzo di taglio e spostamento per l’interfaccia tra geosintetici (Wu e Shu, 2012).....	32
Figura 3.4 Prova di taglio diretto: relazione tra sforzo di taglio e scorrimento (Reyes Ramirez e Gourc, 2003).....	33
Figura 3.5 Relazione tra sforzo di taglio e spostamento (Yegian e Lahlaf, 1992).....	33
Figura 3.6 Prova di taglio diretto ciclica: sforzo di taglio al variare del tempo (De e Zimmie, 1998).....	34
Figura 3.7 Dispositivo piano inclinato (Reyes Ramirez e Gourc, 2003).....	39
Figura 3.8 Dispositivo piano inclinato modificato (Briançon et al., 2002).....	40
Figura 3.9 Dispositivo piano inclinato modificato (Carbone et al., 2012)	40
Figura 3.10 Fasi della prova eseguita con il piano inclinato secondo il metodo dello spostamento (Carbone et al., 2013).....	41
Figura 3.11 Meccanismi di scorrimento: scivolamento improvviso (a), scivolamento sussultante (b), scorrimento graduale (c) (Gourc e Reyes Ramirez, 2004).....	42
Figura 3.12 Condizioni meccaniche relative allo scorrimento improvviso (Gourc e Reyes Ramirez, 2004).....	43
Figura 3.13 Inversione della posizione reciproca dei geosintetici (Pitanga et al., 2011)	44

Figura 3.14 Effetto sul comportamento meccanico di scivolamento associato all'inversione della posizione reciproca dei geosintetici (Pitanga et al., 2011).....	44
Figura 3.15 Fasi della procedura secondo il metodo della forza (Briançon et al., 2011).....	45
Figura 3.16 Schema relativo al metodo dell'attrito residuo (Stoltz e Vidal, 2013)	49
Figura 3.17 Risultati ottenuti con il metodo dell'attrito residuo (Stoltz e Vidal, 2013)	51
Figura 3.18 Risultati del test del metodo residuo relativi all'interfaccia geotessuto tessuto/geomembrana liscia (Stoltz e Vidal, 2013)	52
Figura 3.19 Risultati del test del metodo residuo relativi all'interfaccia GPT/geomembrana liscia (Stoltz e Vidal, 2013)	52
Figura 3.20 Immagine al microscopio elettronico delle asperità di una geomembrana vergine (a) e (b) e di una membrana usurata (c) e (d) (Stoltz e Vidal, 2013)	53
Figura 3.21 Risultati del test eseguito con il metodo dinamico ed effetto dell'inversione di posizione dei geosintetici (Pitanga et al., 2011).....	54
Figura 3.22 Apparecchio tavola vibrante (Yegian e Lahlaf, 1992)	56
Figura 3.23 Diagramma a corpo libero del blocco (Yegian e Lahlaf, 1992).....	57
Figura 3.24 Risultati della prova eseguita con tavola vibrante: accelerazione della tavola (A) e del blocco (B) (Yegian e Lahlaf, 1992).....	58
Figura 3.25 Risultati sperimentali ottenuti con la tavola vibrante: accelerazione tavola (a), accelerazione del blocco (b) e spostamenti relativi (c) (Yegian e Lahlaf, 1992).....	59
Figura 3.26 Risultati ottenuti con prove su tavola vibrante (Yegian e Lahlaf, 1992).....	60
Figura 3.27 Effetto della variazione di carico normale e frequenza sull'entità dello spostamento finale della prova con tavola vibrante; confronto tra condizioni asciutte e bagnate (Park et al., 2004).....	61
Figura 3.28 Risultati del test con tavola vibrante riprodotto il terremoto di Northridge (Yegian e Kadakal, 1998)	62
Figura 3.29 Esempi di applicazione di geosintetici come isolanti sismici (Yegian e Lahlaf, 1992).....	63
Figura 3.30 Isolamento sismico di depositi di terreno (Yegian e Catan, 2004)	63
Figura 3.31 Isolamento sismico per fondazioni (Yegian e Kadakal, 2004).....	64
Figura 4.1 Confronto tra risultati sperimentali ottenuti con la prova a taglio diretto e con il piano inclinato (Wasti e Özdüzgün, 2001)	66
Figura 4.2 Effetto del carico normale, rispettivamente per la prova a taglio diretto e la prova con piano inclinato (Wasti e Özdüzgün, 2001)	67
Figura 4.3 Diagrammi sforzo di taglio-sforzo normale di interfacce contenenti diverse GMB (Stark et al., 1996).....	68
Figura 4.4 Curve sforzo di taglio-spostamento relative a interfacce contenenti diverse GMB (Forst e Lee, 2001)	69
Figura 4.5 Influenza dell'usura sulla resistenza attrittiva all'interfaccia: GMB leggermente testurizzata (a), geomembrana mediamente/fortemente testurizzata (Forst e Lee, 2001)	70
Figura 4.6 Influenza della massa per unità di area sulla resistenza al taglio all'interfaccia (Stark et al., 1996)	71
Figura 4.7 Differenti condizioni idrauliche applicate (Briançon et al., 2002)	72

Figura 4.8 Bilancio delle forze relativo alla prova su piano inclinato, considerando condizioni sommerse (Briançon et al., 2002)	73
Figura 4.9 Risultati sperimentali ottenuti con la tavola vibrante, al variare della frequenza del segnale: confronto tra condizione asciutta (sinistra) e sommersa (destra) (Yegian e Lahlaf, 1992).....	74
Figura 4.10 Influenza della temperatura sull'inviluppo di resistenza (Akpinar e Benson, 2005).....	75
Figura 4.11 Influenza della temperatura sull'angolo d'attrito di picco e post-picco (Akpinar e Benson, (2005).....	76
Figura 4.12 Influenza della variazione del carico normale sulle prove con tavola vibrante (Yegian e Lahlaf, 1992).....	78
Figura 4.13 Effetto della velocità di scorrimento (Stark et al., 1996).....	78
Figura 4.14 Influenza della velocità di prova nei test con piano inclinato (Briançon et al., 2011).....	79
Figura 4.15 Condizioni di carico durante e al termine della costruzione di una discarica (Seeger et al., 2000).....	80
Figura 4.16 Fasi del test di taglio a lungo termine (Seeger et al., 2000).....	80
Figura 4.17 Spostamento verticale del geosintetico superiore (Seeger et al., 2000)	81
Figura 4.18 Relazione tra tempo di fallimento e perdita di ruvidezza (Seeger et al., 2000)	81
Figura 4.19 Risultati sperimentali ottenuti con tavola vibrante al variare della frequenza del segnale (Yegian e Lahlaf, 1992)	82
Figura 5.1 Geosintetici utilizzati nella sperimentazione: geostuoia rinforzata con geogriglia (sinistra), geocomposito drenante (destra).....	83
Figura 5.2 Geomembrana bugnata utilizzata nella sperimentazione	84
Figura 5.3 Esempio di disposizione delle interfacce analizzate all'interno d una barriera di copertura di una discarica.....	85
Figura 5.4 Apparecchiatura sperimentale: piano inclinato con blocco scorrevole (Pavanello e al., 2013)	86
Figura 5.5 Dettaglio relativo alla prova con il metodo della forza	88
Figura 5.6 Sistema di riferimento nel caso di inclinazione nulla del piano	90
Figura 5.7 Sistema di riferimento nel caso di piano con inclinazione diversa da zero	91
Figura 5.8 Modello del blocco su piano inclinato soggetto ad accelerazione del piano orizzontale e verticale (Carrubba P. e Pavanello P., 2011)	94

INDICE DEI GRAFICI

Grafico 1 Risultati delle prove statiche e Standard sull'interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante, campione 2A.	96
Grafico 2 Risultati delle prove statiche e Standard sull'interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante, campione 2B.	96
Grafico 3 Risultati della prova Standard eseguita sull'interfaccia 2A con scorrimento pregresso pari a 11,3 m.....	97
Grafico 4 Risultati delle prove statiche eseguite sull'interfaccia 2D con carico normale variabile.....	98
Grafico 5 Prova della forza sull'interfaccia 2B con scorrimento pregresso della slitta pari a 10 cm. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova.....	101
Grafico 6 Prova della forza sull'interfaccia 2B con scorrimento pregresso della slitta pari a 10 cm. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.....	101
Grafico 7 Prova della forza sull'interfaccia 2B con scorrimento pregresso della slitta pari a 18,6 m. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova.....	102
Grafico 8 Prova della forza sull'interfaccia 2B con scorrimento pregresso della slitta pari a 18,6 m. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.....	102
Grafico 9 Valori massimi e minimi medi delle prove della forza eseguite per diversi valori di usura e confronto con i valori ottenuti dalle prove statiche (Interfaccia 2B).....	103
Grafico 10 Prova della forza sull'interfaccia 2D con scorrimento pregresso della slitta pari a 0,05 m e carico 9,93 kPa. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova.....	105
Grafico 11 Prova della forza sull'interfaccia 2D con scorrimento pregresso della slitta pari a 0,05 m e carico 9,93 kPa. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.	105
Grafico 12 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità per bassi livelli di usura.....	106
Grafico 13 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità per alti livelli di usura	106
Grafico 14 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità per diversi livelli di usura: dettaglio relativo a velocità comprese tra 0 e 2,5 cm/s.....	107
Grafico 15 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità per due diverse condizioni di carico normale.....	107
Grafico 16 Accelerazioni del blocco e della tavola relative alla prova 1	110
Grafico 17 Accelerazioni del blocco e della tavola relative alla prova 2	110
Grafico 18 Scorrimento relativo del blocco durante la prova 2 con tavola vibrante	111
Grafico 19 Accelerazioni del blocco e della tavola relative alla prova 9 (inclinazione piano 0°).....	111
Grafico 20 Spostamento relativo del blocco durante la prova 9 (inclinazione piano 0°).....	112
Grafico 21 Diminuzione dell'angolo d'attrito dinamico all'aumentare dell'inclinazione del piano nelle prove dinamiche con forzante sinusoidale	113
Grafico 22 Relazione angolo d'attrito dinamico-velocità con dati provenienti da prove diverse	114
Grafico 23 Accelerazione della tavola e del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila	114

Grafico 24 Velocità relativa del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila.....	115
Grafico 25 Spostamenti relativi maturati dal blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila	115
Grafico 26 Accelerazione della tavola e del blocco durante la simulazione del terremoto Umbria-Marche.....	116
Grafico 27 Velocità relativa del blocco durante la simulazione del terremoto Umbria-Marche.....	116
Grafico 28 Spostamenti relativi del blocco durante la simulazione del terremoto Umbria-Marche.....	117
Grafico 29 Spettro di Fourier associato al terremoto de L'Aquila.....	118
Grafico 30 spettro di Fourier associato al terremoto Umbria-Marche	118
Grafico 31 Spostamenti relativi del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila: confronto tra soluzioni sperimentali e numeriche	119
Grafico 32 Spostamenti relativi del blocco durante la simulazione del terremoto Umbria-Marche: confronto tra soluzioni sperimentali e numeriche	120
Grafico 33 Risultati delle prove statiche sull'interfaccia geomembrana-geocomposito drenante	122
Grafico 34 Risultati delle prove statiche sull'interfaccia geomembrana-geocomposito drenante per diverse condizioni di carico.....	123
Grafico 35 Prova della forza sull'interfaccia 1B con scorrimento pregresso della slitta pari a 0,15 m. Il grafico riporta la variazione nel tempo dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova	124
Grafico 36 Prova della forza sull'interfaccia 1B con scorrimento pregresso della slitta pari a 0,15 m. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.	124
Grafico 37 Prova della forza sull'interfaccia 1A con scorrimento pregresso della slitta pari a 6,5 m. Il grafico riporta la variazione nel tempo dell'angolo statico durante le quattro fasi della prova	125
Grafico 38 Prova della forza sull'interfaccia 1B con scorrimento pregresso della slitta pari a 6,5 m. Il grafico riporta la variazione dell'angolo statico nel tempo per le quattro inclinazioni del piano.	125
Grafico 39 Valori massimi e minimi di ϕ_{lim} per due livelli di usura.....	127
Grafico 40 Relazione tra angolo d'attrito dinamico e velocità di scorrimento ottenuta con prove di scivolamento.....	128
Grafico 41 Accelerazione della tavola e del blocco relative alla prova dinamica sinusoidale 1.....	129
Grafico 42 Velocità relativa del blocco durante la prova dinamica sinusoidale 1.....	129
Grafico 43 Accelerazione della tavola e del blocco relative alla prova dinamica sinusoidale 2.....	130
Grafico 44 Velocità relativa del blocco durante la prova dinamica sinusoidale 2.....	130
Grafico 45 Accelerazione della tavola e del blocco relative alla prova dinamica sinusoidale 3.....	131
Grafico 46 Velocità relativa del blocco durante la prova dinamica sinusoidale 3.....	131
Grafico 47 Spostamento relativo del blocco durante la prova sinusoidale 1.....	132
Grafico 48 Spostamento relativo del blocco durante la prova sinusoidale 3.....	132
Grafico 49 Relazione angolo dinamico – velocità ricavata con diverse prove sperimentali.....	133
Grafico 50 Accelerazione della tavola e del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila.....	134
Grafico 51 Velocità relativa del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila.....	134
Grafico 52 Spostamenti relativi del blocco durante la simulazione del terremoto de L'Aquila	135

Grafico 53 Accelerazione della tavola e del blocco durante la prova del terremoto Umbria-Marche .	135
Grafico 54 Velocità relativa del blocco durante la prova del terremoto Umbria-Marche.....	136
Grafico 55 Spostamenti relativi del blocco durante la prova del terremoto Umbria-Marche	136
Grafico 56 Curva angolo d'attrito dinamico – velocità ottenuta da prove di scivolamento e prove sinusoidali con piano inclinato.....	137
Grafico 57 Spostamenti relativi del blocco nella prova del sisma de L'Aquila: confronto delle soluzioni sperimentali e numeriche	138
Grafico 58 Spostamenti relativi del blocco nella prova del sisma Umbria-Marche: confronto delle soluzioni sperimentali e numeriche	138
Grafico 59 Confronto dei valori di angolo d'attrito statico di primo distacco	142
Grafico 60 Confronto dei valori di angolo d'attrito dinamico al variare della velocità.....	143

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Polimeri utilizzati per la produzione di geosintetici	15
Tabella 2 Proprietà e parametri dei geosintetici	16
Tabella 3 Funzioni dei geosintetici in discarica (Bouazza et al., 2002)	20
Tabella 4 Angoli d'attrito all'interfaccia determinati con metodi diversi su due reciproche interfacce (Carbone et al., 2012).....	48
Tabella 5 Confronto di angoli d'attrito ricavati con diversi metodi (Pitanga et al., 2011)	54
Tabella 6 Svantaggi e vantaggi associate alle prove per la caratterizzazione dell'attrito all'interfaccia tra geosintetici (Bouazza et al., 2002)	65
Tabella 7 Sensibilità di diverse interfacce alla condizione bagnata (Briançon et al., 2002).....	72
Tabella 8 Influenza della temperatura sul valore dell'angolo d'attrito (Pasqualini et al. (1993)	76
Tabella 9 Descrizione e caratteristiche principali dei geosintetici utilizzati	84
Tabella 10 Programma delle prove eseguite sui 5 campioni di interfaccia geostuoia rinforzata-geocomposito drenante	95
Tabella 11 Angoli d'attrito statico ϕ_0 e ϕ_{50} di campioni vergini.	97
Tabella 12 Angoli d'attrito statico ϕ_0 e ϕ_{50} di campioni usurati.....	97
Tabella 13 Valore dell'angolo statico minimo in corrispondenza del quale il blocco, già mobilitato, si ferma.....	99
Tabella 14 Angolo d'attrito statico di primo distacco determinato con prova statica a lungo termine su campione vergine	99
Tabella 15 Valori massimi e minimi delle prove della forza eseguite sull'interfaccia 2B a diversi valori di scorrimento pregresso.	103
Tabella 16 Confronto tra prova della forza e prova statica al diminuire della pendenza del piano	104
Tabella 17 Variabilità dell'angolo d'attrito statico e dinamico con l'usura	108
Tabella 18 Elenco e descrizione delle prove con forzante sinusoidale	109
Tabella 19 Elenco dei campioni di interfaccia geostuoia-GCD e relative prove.....	121
Tabella 20 Valori degli angoli d'attrito per interfacce vergini, i valori stabilizzati per un usura pari a 3,31 \pm ,1 m, il valor medio e i valori per un carico normale raddoppiato	123
Tabella 21 Angoli d'attrito statico limite massimi (t=10s) e minimi (t=360s) per ciascun valore di β ..	126
Tabella 22 Elenco e descrizione delle prove dinamiche con forzante sinusoidale	128
Tabella 23 Risultati delle prove statiche: confronto tra interfacce	141
Tabella 24 Spostamenti finali permanenti e velocità relativi alle simulazioni sismiche	144

BIBLIOGRAFIA

- Akpinar, M. V., & Benson, C. H. (2005). Effect of temperature on shear strength of two geomembrane–geotextile interfaces. *Geotextiles and geomembranes*, 23(5), 443-453.
- Bouazza, A., Zornberg, J. G., & Adam, D. (2002). *Geosynthetics in waste containment facilities: recent advances*. na.
- Bowden, F. P., & Tabor, D. (1964). *The friction and lubrication of solids*. Vol. 2. OUP.
- Bray, J. D., Rathje, E. M., Augello, A. J., & Merry, S. M. (1998). Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-waste landfills. *Geosynthetics International*, 5(1-2), 203-235.
- Breve storia delle ricerche e delle teorie sull'attrito - Università di Pavia, Gruppo di Ricerca in Didattica della Fisica
- Briançon, L., Girard, H., & Gourc, J. P. (2011). A new procedure for measuring geosynthetic friction with an inclined plane. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(5), 472-482.
- Briançon, L., Girard, H., & Poulain, D. (2002). Slope stability of lining systems—experimental modeling of friction at geosynthetic interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, 20(3), 147-172.
- Carbone, L., Briançon, L., Gourc, J. P., Moraci, N., & Carrubba, P. (2012, September). Geosynthetic interface friction using Force Procedure at the Tilting Plane. In *5th European Conference on Geosynthetics-Eurogeo* (Vol. 5, pp. 93-98).
- Carbone, L., Gourc, J. P., Briançon, L., Moraci, N., & Carrubba, P. (2013). What value of interface friction to select for geosynthetic liner on landfill slopes. *Geosynthetic International*.
- Carrubba, P., & Pavanello, P. (2011). Equivalent loading for seismic response analysis of Newmark's block.
- Colombo, P., & Colleselli, F. (1974). *Elementi di geotecnica*. Zanichelli.
- De, A., & Zimmie, T. F. (1998). Estimation of dynamic interfacial properties of geosynthetics.
- Deladi, E. L. (2006). Static friction in rubber-metal contacts with application to rubber pad forming processes.
- EN ISO 10318 (2000)
- UNI EN 12957-1 (2005)
- UNI EN 12957-2 (2005)

- Frost, J. D., & Lee, S. W. (2001). Microscale study of geomembrane-geotextile interactions. *Geosynthetics International*, 8(6), 577-597.
- Girard, H., Fischer, S., & Alonso, E. (1990). Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes—examples and measurements. *Geotextiles and Geomembranes*, 9(2), 129-143.
- Gourc, J. P., & Ramirez, R. R. (2004). Dynamics-based interpretation of the interface friction test at the inclined plane. *Geosynthetics International*, 11(6), 439-454.
- Hebel, G. L., Frost, J. D., & Myers, A. T. (2005). Quantifying hook and loop interaction in textured geomembrane-geotextile systems. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(1), 77-105.
- Jones, D. R. V., & Dixon, N. (1998). Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, 16(1), 45-71.
- Kim, J. (2001). *Probabilistic approach to evaluation of earthquake-induced permanent deformation of slopes* (Doctoral dissertation, University of California, Berkeley).
- Lalarakotoson, S., Villard, P., & Gourc, J. P. (1999). Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes. *ASTM geotechnical testing journal*, 22(4), 284-291.
- Lo Grasso, S. A., Massimino, M. R., & Maugeri, M. (2002, September). Dynamic analysis of geosynthetic interfaces by shaking table tests. In *Proceedings, 7th International Conference on Geosynthetics* (pp. 1335-1338).
- Mitchell, J. K., Seed, R. B., & Seed, H. B. (1990). Kettleman Hills waste landfill slope failure. I: Liner-system properties. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(4), 647-668.
- Myshkin, N. K., Petrokovets, M. I., & Kovalev, A. V. (2006). Tribology of polymers: adhesion, friction, wear, and mass-transfer. *Tribology International*, 38(11), 910-921.
- P. Simonini, corso di “Geotecnica nella difesa del suolo”, UNIPD;
- PARK, I. J., Min Woo, S. E. O., PARK, J. B., KWON, S. Y., & LEE, J. S. (2004). ESTIMATION OF THE DYNAMIC PROPERTIES FOR GEOSYNTHETIC INTERFACES.
- Pasqualini, E., Sani, D., & Roccatò, M. (1993, June). Factors influencing geomembrane interface friction. In *Proceedings of the Symposium Green*.
- Pavanello, P., & Carrubba, P. (2012). Taratura e primi riscontri sperimentali su tavola vibrante. *Atti Incontro Annuale Ricercatori Geotecnica (IARG)*.
- Pavanello, P., Carrubba, P., Carbone, L., Moraci, N., (2013). Resistenza al taglio d'interfaccia di geosintetici in campo statico e dinamico

- Pitanga, H. N., Gourc, J. P., & Vilar, O. M. (2009). Interface shear strength of geosynthetics: Evaluation and analysis of inclined plane tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(6), 435-446.
- Pitanga, H. N., Gourc, J. P., & Vilar, O. M. (2011). Enhanced measurement of geosynthetic interface shear strength using a modified inclined plane device. *Geotechnical Testing Journal*, 34(6), 10-pp.
- Ramirez, R. R., & Gourc, J. P. (2003). Use of the inclined plane test in measuring geosynthetic interface friction relationship. *Geosynthetics International*, 10(5), 165-175.
- S. Cola, corso di “Miglioramento dei terreni ed opera in terra” UNIPD;
- Seeger, S., Böhm, H., Söhring, G., & Müller, W. (2000). Long term testing of geomembranes and geotextiles under shear stress. In *Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference. Pàtron Editore, Bologna* (pp. 607-610).
- Stark, T. D., Williamson, T. A., & Eid, H. T. (1996). HDPE geomembrane/geotextile interface shear strength. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(3), 197-203.
- Stoltz, G., Gallo, R., Poulain, D., & Touze-Foltz, N. (2012). Testing procedure with an inclined plane device to assess the residual friction characteristics at geosynthetics interfaces. In *EUROGEO 5* (pp. 5-p).
- Stoltz, G., Vidal, N., (2013) Alteration of Friction Characteristics of Geosynthetics Interfaces Following Successive Slidings
- Vashi, J. M., Desai, M. D., Desai, A. K., & Solanki, C. H. Geosynthetic Materials and its Properties for Reinforced Earth Structures.
- Wasti, Y., & Özdüzgün, Z. B. (2001). Geomembrane–geotextile interface shear properties as determined by inclined board and direct shear box tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 19(1), 45-57.
- Wu, H., & Shu, Y. (2012). Stability of geomembrane surface barrier of earth dam considering strain-softening characteristic of geosynthetic interface. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 16(7), 1123-1131.
- Wu, W., Wang, X. T., & Aschauer, F. (2008). Investigation on failure of a geosynthetic lined reservoir
- www.greengroupholding.com
- Yegian, M. K., & Catan, M. (2004). Soil isolation for seismic protection using a smooth synthetic liner. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(11), 1131-1139.

- Yegian, M. K., & Harb, J. N. (1995). Slip displacements of geosynthetic systems under dynamic excitation. In *Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills* (pp. 212-236). ASCE.
- Yegian, M. K., & Kadakal, U. (1998). Geosynthetic interface behavior under dynamic loading. *Geosynthetics International*, 5(1-2), 1-16.
- Yegian, M. K., & Kadakal, U. (2004). Foundation isolation for seismic protection using a smooth synthetic liner. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11), 1121-1130.
- Yegian, M. K., & Lahlaf, A. M. (1992). Dynamic interface shear strength properties of geomembr
- Yegian, M. K., Yee, Z. Y., & Harb, J. N. (1995). Seismic response of geosynthetic/soil systems. In *Geoenvironment 2000@ sCharacterization, Containment, Remediation, and Performance in Environmental Geotechnics* (pp. 1113-1125). ASCE.