



Fondo Sociale Europeo



*Ministero dell'Istruzione,
dell'Università e della Ricerca*



Università degli studi di
Catania

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI CATANIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE

TESI di DOTTORATO in INGEGNERIA GEOTECNICA
XXIV Ciclo

Laura Rigano

ANALISI PRESTAZIONALE DEL COMPORTAMENTO SISMICO DI OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA

Coordinatore

Prof. Ing. Michele Maugeri

Tutor

Prof. Ing. Michele Maugeri

Catania, Dicembre 2011

INDICE

INTRODUZIONE

CAPITOLO 1 ESPERIENZE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA 1-1

1.1. GENERALITÀ	1-1
1.2. ESPERIENZE DA RECENTI TERREMOTI DISTRUTTIVI.....	1-2
1.2.1. <i>Terremoto di Northridge, 1994 (USA, $M_w = 6.7$)</i>	1-2
1.2.2. <i>Terremoto di Kobe, 1995 (Giappone, $M_w = 6.7$)</i>	1-4
1.2.3. <i>Terremoto di Chi-Chi, 1999 (Taiwan; $M_w = 7.7$)</i>	1-5
1.2.4. <i>Terremoto di El Salvador 2001 ($M_w = 7.6$)</i>	1-7
1.2.5. <i>Terremoto di Tecomán 2003 (Messico, $M_w = 7.6$)</i>	1-7
1.2.6. <i>Terremoto di Niigata 2004 (Giappone, $M_w = 6.6$)</i>	1-8
1.3. PROVE FISICHE SUI MODELLI IN SCALA.....	1-9
1.3.1. <i>Prova su tavola vibrante</i>	1-10
1.3.2. <i>Prove in centrifuga</i>	1-13
1.4. CONSIDERAZIONI.....	1-14
1.5. FIGURE E TABELLE.....	1-15

CAPITOLO 2 METODOI PER L'ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA 2-1

2.1. GENERALITÀ.....	2-1
2.2. APPROCCI PSEUDO-STATICI.....	2-1
2.2.1. <i>Le soluzioni all'equilibrio limite di Cai e Bathurst (1995)</i>	2-2
2.2.1.1. <i>Scorrimento alla base (base sliding): analisi all'equilibrio limite</i>	2-3
2.2.1.2. <i>Ribaltamento (overturning)</i>	2-4
2.2.1.3. <i>Rottura dei rinforzi (over-stressing)</i>	2-5
2.2.1.4. <i>Scorrimento interno (internal sliding)</i>	2-5
2.2.1.5. <i>Scorrimento di interfaccia (interface shear)</i>	2-6
2.2.1.6. <i>Ribaltamento interno (toppling)</i>	2-7
2.2.2. <i>Soluzioni pseudo-statiche ottenute con l'analisi limite</i>	2-8
2.2.2.1. <i>Meccanismo di rottura di tipo rotazionale</i>	2-8
2.2.2.1.1. <i>Le soluzioni di Michalowsky e You (2000)</i>	2-9
2.2.2.1.2. <i>La soluzione di Ausilio, Conte e Dente (2000)</i>	2-12
2.2.2.2. <i>Meccanismo di scorrimento piano</i>	2-15
2.2.2.3. <i>Meccanismo di scorrimento diretto</i>	2-18
2.3. ANALISI PRESTAZIONALE CON IL METODO DEGLI SPOSTAMENTI.....	2-20
2.4. ANALISI NUMERICHE AVANZATE	2-24

2.5. FIGURE E TABELLE	2-29
CAPITOLO 3 LA PROGETTAZIONE DEI MURI IN TERRA RINFORZATA ALLA LUCE DELLE RECENTI NORMATIVE.....	3-1
3.1. INTRODUZIONE.....	3-1
3.2. LE NORMATIVA ITALIANA: NTC 08	3-1
3.3. BRITISH STANDARD 8006:1995	3-7
3.4. NORMATIVA AMERICANA (FHWA 2009)	3-10
3.5. CONCLUSIONI.....	3-16
3.6. FIGURE E TABELLE	3-19
CAPITOLO 4 ANALISI PSEUDO-STATICA DELLE CONDIZIONI DI COLLASSO E VALUTAZIONI DELL'ACCELERAZIONE CRITICA.....	4-1
4.1. INTRODUZIONE.....	4-1
4.2. COLLASSO PER SCORRIMENTO ALLA BASE.....	4-1
4.2.1. <i>Analisi all'equilibrio limite</i>	4-2
4.2.2. <i>Analisi limite</i>	4-5
4.3. COLLASSO INTERNO DI TIPO ROTAZIONALE	4-7
4.4. COLLASSO INTERNO DI TIPO TRASLAZIONALE.....	4-9
4.5. COLLASSO PER SCORRIMENTO INTERNO.....	4-11
4.6. COLLASSO DELLA FACCIATA.....	4-11
4.7. COLLASSO PER OVER-STRESSING DEI RINFORZI	4-12
4.8. FIGURE E TABELLE	4-15
CAPITOLO 5 ANALISI AGLI SPOSTAMENTI E ANALISI PSEUDO-STATICA EQUIVALENTE.....	5-1
5.1. INTRODUZIONE	5-1
5.2. EQUAZIONE DEL MOTO E FATTORE DI FORMA	5-2
5.2.1. <i>Meccanismo di scorrimento alla base: approccio all'equilibrio limite</i>	5-2
5.2.2. <i>Meccanismo di scorrimento alla base: approccio all'analisi limite</i>	5-3
5.2.3. <i>Meccanismo rotazionale</i>	5-5
5.2.4. <i>Meccanismo di scorrimento piano</i>	5-6
5.2.5. <i>Meccanismo che prevede la rottura dei rinforzi</i>	5-7
5.2.6. <i>Meccanismo di scorrimento interno</i>	5-8
5.2.7. <i>Meccanismo che prevede lo scorrimento in facciata dell'interfaccia</i>	5-9
5.3. COEFFICIENTE SIMICO EQUIVALENTE.....	5-10
5.3.1. <i>Coefficiente di riduzione dell'azione sismica</i>	5-10
5.3.2. <i>Criterio di equivalenza</i>	5-12
5.3.3. <i>Espressioni di $k_{b,eq}$ per il meccanismo di scorrimento alla base: approccio con l'analisi limite</i>	5-15
5.3.4. <i>Espressioni di $k_{b,eq}$ per il meccanismo di scorrimento alla base con il metodo all'equilibrio limite</i>	5-16
5.3.5. <i>Espressioni di $k_{b,eq}$ per il meccanismo rotazionale</i>	5-16
5.3.6. <i>Espressioni di $k_{b,eq}$ per il meccanismo di scorrimento piano</i>	5-17
5.3.7. <i>Espressioni di $k_{b,eq}$ per il meccanismo di rottura del rinforzo</i>	5-17

5.3.8. Espressioni di $k_{b,eq}$ per il meccanismo di scorrimento interno	5-18
5.3.9. Espressioni di $k_{b,eq}$ per il meccanismo di scorrimento d'interfaccia.....	5-18
5.4. COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA β_M	5-19
5.4.1. Procedura proposta per la valutazione di β_m	5-19
5.5. FIGURE E TABELLE	5-21
CAPITOLO 6 ANALISI PARAMETRICA SUI MURI IN TERRA RINFORZATA.....	6-1
6.1. INTRODUZIONE.....	6-1
6.2. DESCRIZIONE DELL'ANALISI PARAMETRICA E DISCUSSIONE DEI RISULTATI	6-1
6.2.1. Risultati dell'analisi parametrica per il meccanismo di scorrimento alla base.....	6-1
6.2.2. Risultati dell'analisi parametrica per il meccanismo di scorrimento piano.....	6-3
6.2.3. Risultati dell'analisi parametrica per il meccanismo rotazionale	6-3
6.3. ANDAMENTO DEL COEFFICIENTE DI RIDUZIONE SISMICA β_M	6-4
6.4. APPLICAZIONE AD UN CASO REALE: IL TANATA WALL.....	6-7
6.5. FIGURE E TABELLE	6-11

CONCLUSIONI

BIBLIOGRAFIA

RINGRAZIAMENTI

INDICE FIGURE E TABELLE

Figura 1. 1: Valencia Wall danneggiato dal terremoto di Northridge (USA, Mw = 6.7): a) schema dell'opera; b) osservazioni post-evento (Bathurst e Cai, 1995; c) risultati delle analisi di stabilità condotte da Ling e Leshchinsky (2005)	1-15
Figura 1. 2: a) Muro in terra rinforzata con pannello di facciata rigido in c.a. realizzato nel sito di Tanata (adattata da Koseki et al., 2006); b) Muro in c.a. fondato su pali realizzato nel sito di Tanata (adattata da Tatsuoka et al., 1996)	1-16
Figura 1. 3: a) Opera in terra rinforzata con facciata realizzata i blocchi prefabbricati di calcestruzzo danneggiata dal terremoto Chi-Chi (Taiwan) del 1999; b) schema di riferimento per l'analisi del fenomeno di collasso (adattata da Koseki et al., 2006) ...	1-17
Figura 1. 4: Alcuni esempi degli effetti del terremoto di Chi-Chi (Taiwan) del 1999 su opere di sostegno in terra rinforzata con geogriglie e pannelli di facciata prefabbricati in calcestruzzo (da Ling e Leshchinsky, 2003)	1-17
Figura 1. 5: Alcuni fenomeni di collasso verificatisi durante il terremoto di El Salvador del 2001: a) collasso una porzione del rivestimento di facciata; b) traslazione dell'intera opera	1-1
Figura 1. 6: Risultati delle analisi di stabilità eseguite da Wartman et al. (2006) con riferimento a quattro possibili meccanismi di collasso (modificata)	1-18
Figura 1. 7: Fasi della preparazione di un modello da sottoporre a prove su tavola vibrante	1-19
Figura 1. 8: Modelli utilizzati per le prove su tavola vibrante eseguite da Watanabe et al.(2003)	1-19
Figura 1. 9: Relazione tra massimo spostamento permanente $d_{max,top}$ e accelerazione di picco k_{max} determinata con prove su tavola vibrante da Watanabe et al. (2003)	1-19
Figura 1. 10: Configurazioni finali per alcuni dei modelli testati da Watanabe et al.(2003)	1-20
Figura 1. 11: a) Modelli testati su tavola vibrante da Bathurst et al.(2002); b) risultati in termini di relazione tra massimo spostamento permanente $d_{max,top}$ in testa all'opera e accelerazione di picco a_{max} imposta	1-20
Figura 1. 12: Modello in vera grandezza testato su tavola vibrante da Ling et al.(2005); b) risultati in termini di relazione tra massimo spostamento permanente $d_{max,top}$ in testa all'opera e accelerazione di picco a_{max} imposta	1-21
Figura 1. 13: Schema del modello della prova in centrifuga (Izawa et al., 2004)	1-21
Figura 1. 14: Schema del modello (prova su tavola vibrante) (Izawa et al., 2004)	1-22
Figura 1. 15: Spostamenti laterali osservati (Nova et al. 1998)	1-22
Tabella 1. 1: Alcuni studi sul comportamento dalle opere di sostegno in terra rinforzata in occasione di recenti eventi sismici distruttivi (Biondi et al. 2008)	1-23
Figura 2. 1: Meccanismi di collasso (Cai e Bathurst, 1995)	2-27
Figura 2. 2: Forze e geometrie usati nelle analisi pseudo-statiche (Cai e Bathurst, 1995)	2-27
Figura 2. 3: Schema di riferimento per il calcolo delle azioni agenti nel caso di meccanismo di scorrimento alla base (Cai e Bathurst, 1995)	2-28
Figura 2. 4: Calcolo delle azioni agenti nel caso di meccanismo di ribaltamento al piede (Cai e Bathurst, 1995)	2-28
Figura 2. 5: Schema di riferimento per il calcolo del carico di trazione, F_{dyn} , in uno strato rinforzato a causa della spinta attiva dinamica e della forza d'inerzia relativa al meccanismo di rottura del rinforzo (Cai e Bathurst, 1995)	2-29
Figura 2. 6: Schema di riferimento per il calcolo delle forze nel caso di meccanismo di scorrimento interno (Cai e Bathurst, 1995)	2-29
Figura 2. 7: Schema di riferimento per il calcolo della forza di taglio di interfaccia agente nel rinforzo (Cai e Bathurst, 1995) .	2-30
Figura 2. 8: Schema di riferimento per il calcolo delle forze agenti nel caso di meccanismo di collasso per toppling (Cai e Bathurst, 1995)	2-30
Figura 2. 9: Pendio rinforzato: (a) rottura rotazionale; (b) distribuzione della resistenza dei rinforzi; (c) incremento rotazionale (Michalowsky & You, 2000)	2-31
Figura 2. 10: Meccanismo di rottura rotazionale: (a) superficie a spirale logaritmica che interseca i rinforzi; (b)) superficie a spirale logaritmica che si estende oltre i rinforzi (Conte & Dente, 2000)	2-31
Figura 2. 11: Meccanismo di scorrimento piano (Conte & Dente, 2000)	2-32
Figura 2. 12: Schema di calcolo per il meccanismo di rottura piano di un pendio con legge di flusso non associata (Michalowski, 2002)	2-32
Figura 2. 13: Scorrimento diretto: meccanismo di rottura (Michalowsky & You, 2000)	2-32

Figura 2. 14: Meccanismo di scorrimento diretto, in cui l'energia di dissipazione dovuta ai rinforzi è zero ($\beta=\beta'$) (Conte & Dente, 2000)	2-33
Figura 2. 15: Meccanismo di scorrimento diretto, in cui l'energia di dissipazione dovuta ai rinforzi lungo la superficie piana BC è inclusa ($\beta'>\beta$) (Conte & Dente, 2000)	2-33
Figura 2. 16: Schema di riferimento per il meccanismo di scorrimento diretto di Ling et al. (1998)	2-33
Figura 2. 17: Correlazione proposta da Cai e Bathurst (1996b) per la valutazione del massimo spostamento permanente.....	2-34
Figura 2. 18: Soluzione proposta da Huang et al. (2003) per l'analisi di opere dotate di paramento di facciata strutturale.....	2-34
Figura 2. 19: a) Modello proposto da Paulsen e Kramer (2004); b) Corrispondenza tra elementi del modello e meccanismi di deformazione di un'opera in terra rinforzata.	2-35
Figura 2. 20: Modello numerico per un muro in terra rinforzata con la condizione di base fissa (Bathurst and Hatami, 1998)	2-35
Figura 3. 1: Dimensioni tipiche di alcune strutture in terra rinforzata (BS 8006, 1995)	3-19
Figura 3. 2: Dimensioni tipiche dei muri in terra rinforzata con varie geometrie (BS 8006, 1995)	3-20
Figura 3. 3: Definizione delle altezze per le analisi sismiche (FHWA 2009)	3-21
Figura 3. 4: Utilizzo dei metodi di analisi di stabilità dei pendii per calcolare la spinta attiva sismica (FHWA 2009)	3-21
Figura 3. 5: Stabilità interna sismica di un muro in MSE (FHWA 2009)	3-22
Tabella 3. 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC 08)	3-23
Tabella 3. 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC 08)	3-23
Tabella 3. 3: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (NTC 08)	3-23
Tabella 3. 4: Sommario dei fattori parziali usati nelle sezioni 6 delle BS (1995)	3-24
Tabella 3. 5: Fattori parziali per le combinazioni di carico da esaminare per i muri (BS 1995)	3-24
Tabella 3. 6: Fattori parziali per le combinazioni di carico da esaminare nel caso dei terrapieni (BS 8006, 1995)	3-25
Tabella 3. 7: Dimensioni tipiche di muri e terrapieni (BS 8006:1995)	3-25
Tabella 3. 8: Capacità minima di spostamento verticale richiesta al sistema di facciata per sopportare gli spostamenti verticali di un terreno rinforzato (BS 8006, 1995).....	3-26
Tabella 3. 9: Indicazioni sugli effetti degli spostamenti (BS 8006, 1995)	3-26
Tabella 3. 10: Tolleranze accettate per le facciate di muri e terrapieni rinforzati (BS 8006, 1995)	3-26
Tabella 3. 11: Limiti di funzionalità per le deformazioni interne di post-costruzione per i terrapieni dei ponti e dei muri in terra rinforzata (BS 8006, 1995)	3-26
Figura 4. 1: Schema di riferimento per il calcolo della spinta attiva esercitata su un muro in terra rinforzata	4-15
Figura 4. 2: Schema di riferimento delle azioni agenti nel meccanismo di scorrimento alla base secondo l'approccio all'equilibrio limite	4-15
Figura 4. 3: Meccanismo di scorrimento diretto con facciata a); schema di riferimento: b) diagramma delle velocità.....	4-16
Figura 4. 4: Meccanismo rotazionale lungo una spirale logaritmica con facciata: a) schema di riferimento; b) diagramma delle velocità.....	4-16
Figura 4. 5: Meccanismo di scorrimento piano con facciata: a) schema di riferimento; b) diagramma delle velocità.....	4-17
Figura 4. 6: Schema di riferimento per il meccanismo di scorrimento interno secondo l'approccio all'equilibrio limite.....	4-17
Figura 4. 7: Schema di riferimento per il meccanismo di scorrimento d'interfaccia secondo l'approccio all'equilibrio limite.....	4-18
Figura 4. 8: Schema di riferimento per il meccanismo di scorrimento over-stressing secondo l'approccio all'equilibrio limite.....	4-18
Figura 5. 1: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α per le paratie (NTC 08).	5-21
Figura 5. 2: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β per le paratie (NTC 08).....	5-21
Figura 5. 3: Diagramma $\alpha\beta$ per il valore massimo e minimo di α	5-21
Tabella 5. 1: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per i pendii (NTC 08).....	5-22
Tabella 5. 2: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per i muri di sostegno (NTC 08)	5-22
Tabella 5. 3: I valori dei coefficienti A e B per la legge di previsione degli spostamenti di Biondi et al. (2011)	5-23
Figura 6. 1: Meccanismo di scorrimento diretto: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme	6-11
Figura 6. 2: Meccanismo di scorrimento diretto: confronto di $k_{h,crit}$ per diversi valori delle lunghezze dei rinforzi.....	6-12

Figura 6. 3: Meccanismo di scorrimento diretto: confronto di $k_{h,crit}$ con rinforzi di lunghezze diverse con e senza carico uniformemente distribuito.....	6-13
Figura 6. 4: Meccanismo di scorrimento diretto: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme	6-14
Figura 6. 5: Meccanismo di scorrimento diretto: confronto di C_w per diversi valori delle lunghezze dei rinforzi	6-15
Figura 6. 6: Meccanismo di scorrimento diretto: confronto di C_w con rinforzi di lunghezze diverse con e senza carico uniformemente distribuito.....	6-16
Figura 6. 7: Meccanismo di scorrimento piano: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=30kN$	6-17
Figura 6. 8 Meccanismo di scorrimento piano: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$	6-18
Figura 6. 9: Meccanismo di scorrimento piano: confronto di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza variabile	6-19
Figura 6. 10: Meccanismo di scorrimento piano: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=30kN$	6-20
Figura 6. 11: Meccanismo di scorrimento piano: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$	6-21
Figura 6. 12: Meccanismo di scorrimento piano: confronto di C_w per rinforzi di lunghezza variabile	6-22
Figura 6. 13: Meccanismo rotazionale: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$	6-23
Figura 6. 14: Meccanismo rotazionale: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$	6-24
Figura 6. 15: Meccanismo rotazionale: confronto di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza variabile	6-25
Figura 6. 16: Meccanismo rotazionale: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza e spaziatura variabile	6-26
Figura 6. 17: Meccanismo rotazionale: confronto di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=30kN$	6-27
Figura 6. 18: Meccanismo rotazionale: confronto di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$	6-28
Figura 6. 19: Meccanismo rotazionale: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza variabile	6-29
Figura 6. 20: Meccanismo rotazionale: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza e spaziatura variabile	6-30
Figura 6. 21: Andamento del coefficiente di riduzione β_s per i meccanismo di scorrimento diretto	6-31
Figura 6. 22: Andamento del coefficiente di riduzione β_s per i meccanismo di scorrimento piano	6-32
Figura 6. 23: Andamento del coefficiente di riduzione β_s per il meccanismo rotazionale.....	6-33
Figura 6. 24: Schema di analisi impiegato da Ling et al. (1998) per il Tanata wall	6-34
Figura 6. 25: Schema di analisi utilizzato da Huang et al. (2005) per lo studio del Tanata wall.....	6-34
Figura 6. 26: Schema Tanata wall (Tanata et al. 1996-1997)	6-35
Figura 6. 27: Accelerogrammi utilizzati nell'analisi	6-35
Tabella 6. 1: Parametri utilizzati per l'analisi parametrica	6-36
Tabella 6. 2	6-36
Tabella 6. 3: Risultati ottenuti da Ling et al. (1998) sul Tanata wall.....	6-37
Tabella 6. 4: Analisi sul Tanata wall condotta da Huang et al. (2005)	6-37
Tabella 6. 5: Risultati ottenuti con il metodo all'equilibrio limite sul Tanata wall	6-37
Tabella 6. 6: Risultati ottenuti con il metodo all'analisi limite sul Tanata wall	6-37

INTRODUZIONE

Le opere in terra rinforzata hanno visto una crescita progressiva del loro utilizzo negli ultimi decenni. Ciò è principalmente dovuto al fatto che il loro campo di applicazione è molto vasto: ad esempio sostegno delle spalle da ponte, muri di sostegno stradali e/o ferroviari, strutture arginali, impianti di arresto per la caduta dei massi etc. Tale tipologia di opera è stata sviluppata inserendo all'interno della massa di terreno dei geosintetici per ottemperare alla mancanza di resistenza a trazione del terreno stesso.

Il crescente impiego delle opere in terra rinforzata è anche dovuto al buon comportamento mostrato durante gli eventi sismici, anche piuttosto intensi (Kobe 1995, Chi Chi 1999), rispetto le opere in cemento armato che in molti casi hanno subito fenomeni di collasso. In alcuni casi, inoltre, è stato possibile eseguire interventi di ricostruzione post-sismica poco costosi per ripristinare la funzionalità dell'opera in terra rinforzata anche quando questa ha subito spostamenti dell'ordine del decimetro.

Molte delle più recenti normative, nazionali e internazionali, sono improntate ad una progettazione che tenga conto del tipo di impiego per il quale l'opera verrà realizzata e che garantisca un certo livello di funzionalità quando si manifestano eventi sfavorevoli per l'opera. Per tale motivo si è proceduto con un'accurata revisione dello stato dell'arte sui possibili meccanismi di rottura che possono caratterizzare il comportamento di un muro in terra rinforzata e sui metodi di analisi che si possono adoperare.

Lo scopo della ricerca condotta è stato quello di estendere al caso delle opere di sostegno in terra rinforzata, il metodo pseudo-statico equivalente, la cui prima applicazione è stata effettuata nell'ambito del Relius 2005-2008 (Biondi et al. 2007) con riferimento ai pendii naturali e successivamente ai muri tradizionali (Biondi et al. 2007b). L'analisi individua un coefficiente sismico equivalente k_{eq} che, se utilizzato nell'analisi pseudo-statica, conduce ad un valore del fattore di sicurezza congruente con quello che si otterrebbe dall'analisi agli spostamenti. In particolare si può determinare un valore di k_{eq} per cui i margini di sicurezza in termini di forze F_{psd} e di spostamenti F_k sono coincidenti e l'analisi pseudo-statica risulta congruente con quella prestazionale.

Fra i meccanismi di collasso dei muri in terra rinforzata ne sono stati individuati alcuni analizzati, poi, con il metodo dell'equilibrio limite o con l'analisi limite. Per ciascuno di questi meccanismi è stata trovata l'espressione del coefficiente critico $k_{h,crit}$ e del coefficiente sismico equivalente k_{eq} . Si è inoltre valutato il coefficiente di forma C_w , che entra in gioco nella stima degli spostamenti permanenti con il metodo di integrazione proposto da Newmark (1965). Per determinare gli spostamenti infatti, dopo aver valutato il coefficiente sismico critico $k_{h,cr}$ si procede alla doppia integrazione dell'equazione del moto. Questa differisce in base al meccanismo di collasso esaminato, rispetto alla classica equazione del blocco che scorre su un piano orizzontale, differisce per un coefficiente di forma. Nel caso dei pendii tale coefficiente oscilla intorno all'unità mentre per i muri di sostegno rigidi è spesso superiore all'unità.

Una delle applicazioni principali del metodo pseudo-statico equivalente è la valutazione del coefficiente di riduzione β_m , che moltiplicato per il coefficiente sismico orizzontale k_h fornisce il valore del coefficiente sismico da utilizzare nelle analisi pseudo-statiche. L'importanza di questa valutazione nasce dalla considerazione che le Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) forniscono dei valori di β_m valutati per i muri di sostegno rigidi, per cui è possibile comprendere se tali valori sono effettivamente validi anche per i muri in terra rinforzata.

CAPITOLO 1 ESPERIENZE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA

1.1. GENERALITÀ

Alla base della progettazione di un'opera di ingegneria civile vi è la capacità del materiale con cui verrà realizzata l'opera di resistere alle azioni che agiranno sull'opera. Molto spesso un solo materiale non è in grado di fornire una resistenza adeguata a tutte le azioni agenti, per cui si assemblano due o più materiali al fine di ottenere la resistenza ricercata. Un classico esempio è il cemento armato (c.a.), un materiale da costruzione in cui la resistenza a compressione è affidata al calcestruzzo e la resistenza a trazione alle armature metalliche. In campo geotecnico un analogo esempio è rappresentato dalle terre armate o rinforzate. Esse nascono dall'incapacità di resistere a trazione del terreno, inserendo al suo interno un materiale in grado di farlo. I materiali da rinforzo comunemente impiegati sono geosintetici e barre metalliche ma in base al tipo di opera da realizzare, i rinforzi possono variare.

L'impiego delle terre rinforzate negli ultimi decenni ha mostrato una crescita continua per una serie di vantaggi che principalmente possono essere indicati nei tempi e nei costi ridotti rispetto ad un'opera di sostegno tradizionale in c.a. Basti sapere che negli Stati Uniti d'America si è stimato che l'utilizzo della tecnica della terra rinforzata per la realizzazione di opere di sostegno da realizzarsi nell'ambito di opere di pubblica utilità ha portato ad una riduzione dei costi che, in relazione all'altezza dell'opera ed alla tipologia di rinforzo, è variabile dal 23 al 52 % (Koerner et al., 1998). Ma il crescente impiego delle opere in terra rinforzata non è dovuto solo ai minori costi rispetto a muri di sostegno tradizionali di pari altezza, ma soprattutto per la versatilità che mostrano nell'adattarsi a differenti situazioni progettuali (Koerner e Song, 2001; GEO, 2002). Per tali caratteristiche le opere in terra rinforzata hanno trovato e trovano un utilizzo sempre crescente sia per interventi di nuove realizzazioni che per interventi di ricostruzione post-sismica.

Oggi, a quasi cinquanta anni dall'intuizione di Henri Vidal, può affermarsi che la tecnologia della terra rinforzata è adoperata nella maggior parte dei casi di realizzazione di opere di sostegno a gravità (Wartman et al., 2006) e costituisce la quasi totalità delle realizzazioni di opere di altezza

superiore a 6 m (Leshchinsky e Han, 2004). Per ragioni di carattere economico e per la maggiore facilità nelle operazioni di posa in opera, i rinforzi più diffusi sono griglie in materiale polimerico (geogriglie). In alcuni paesi, per esempio, i muri rinforzati con geosintetici costituiscono più del 95 % delle applicazioni (Ling et al., 2001).

Un'altra caratteristica che ha agevolato la scelta delle opere in terra rinforzata è il loro comportamento in condizioni sismiche. Infatti, gli eventi sismici degli ultimi anni hanno mostrato come i fenomeni di collasso delle opere in terra rinforzata sono stati rari; i pochi verificatisi sono da imputare a fenomeni di liquefazione dinamica dei terreni di fondazione e di un eccessivo sviluppo di cedimenti degli stessi per effetto dello scuotimento sismico (Kutter et al., 1990; Collin et al., 1992; Ling et al., 1997, 2004; Kramer e Paulsen 2001). Studi sul comportamento meccanico delle opere collassate hanno mostrato che i calcoli di progetto non erano sufficientemente accurati o che la qualità dei materiali adoperati o le relative modalità di posa in opera non erano adeguate (Ling e Leshchinsky, 2005). Nella maggior parte dei casi documentati i danni manifestati dalle opere di sostegno in terra rinforzata sono consistiti nell'insorgenza di deformazioni e spostamenti di una porzione dell'opera o dell'opera nel suo complesso e nel collasso, generalmente locale, dell'eventuale rivestimento di facciata (Sandri, 1998; Tatsuoka et al., 1995; White e Holtz, 1996; Wartman et al., 2006; Koseki et al., 2006; Jones e Clarke, 2007).

1.2. ESPERIENZE DA RECENTI TERREMOTI DISTRUTTIVI

Come già accennato, il reale comportamento sismico delle opere in terra rinforzata è stato compreso grazie a studi di dettaglio condotti dopo gli eventi sismici degli ultimi anni, grazie alla possibilità di disporre delle registrazioni strumentali dell'evento sismico, delle caratteristiche delle opere interessate in termini di materiali, criteri di progetto, geometria etc. Studi di questo tipo consentono di individuare alcuni particolari aspetti tipici della risposta sismica delle opere in terra rinforzata, sia perché possono essere utilizzati al fine di calibrare e/o verificare le previsioni fornite dagli ormai numerosi strumenti di analisi messi a disposizione dalla ricerca scientifica. La tabella 1.1 riporta alcuni degli studi più significativi circa le osservazioni post-evento effettuate in differenti parti del mondo in occasione di recenti eventi sismici distruttivi. Nel seguito per alcuni di essi sono descritte le principali conclusioni cui gli studi sono giunti.

Di seguito verranno esposti alcuni meccanismi di collasso di opere in terra rinforzata verificatisi durante alcuni terremoti recenti.

1.2.1. Terremoto di Northridge, 1994 (USA, $M_w = 6.7$)

Le prime osservazioni sul comportamento delle opere in terra rinforzata furono condotte dopo il terremoto di Northridge verificatosi negli USA ($M_w = 6.7$) il 17 febbraio del 1994 durante il quale 23 opere di sostegno in terra rinforzata furono interessate dall'evento sismico. Di queste, 15 presentavano un'altezza superiore ai 5 m e 6 superavano i 10 m. Nonostante i consistenti valori massimi dalle componenti orizzontale a_h e verticale a_v dell'accelerazione sismica al suolo ($a_{h,max} = 0.07 \div 0.91g$, $a_{v,max} = 0.04 \div 0.62g$) nessuna delle opere ha manifestato fenomeni di completo collasso ma solo limitati danni. Edifici in cemento armato situati nelle immediate vicinanze, invece, sono stati dichiarati inagibili a causa dei consistenti danni indotti dall'evento.

Complessivamente le opere in terra rinforzata hanno manifestato un ottimo comportamento se si tiene conto che il 75% di esse erano state progettate facendo riferimento a valori dell'accelerazione sismica al suolo significativamente inferiori a quelli effettivamente verificatosi e circa il 50 % era stato progettato per soli carichi statici. Lo studio di maggiore dettaglio eseguito da Sandri (1998) su 11 opere di altezza superiore a 4.5 m, rinforzate con geosintetici e facciata in blocchi modulari rigidi, situate a distanze epicentrali comprese tra 23 e 113 km, descrive apprezzabili danni solamente per 2 opere. Per queste, le osservazioni post-evento descrivono fratture all'interno ed a tergo della porzione rinforzata attribuite sia agli effetti dell'azione sismica, sia ad errate scelte costruttive (Bathrust e Cai, 1995; Ling e Leshchinsky, 2005).

Lo studio di Sandri (1998) contempla due muri in terra rinforzata chiamati "Valencia Wall" e "Gould Walls". In Figura 1.1 è mostrato il Valencia Wall, di cui si riporta una sezione schematica (a), le osservazioni post-evento (b) ed i risultati di alcune analisi di stabilità (c). Il Valencia Wall aveva un'altezza massima di 6.5 m ed era collocato a soli 23 km dall'epicentro. La necessità di realizzare delle tubazioni interrato ha determinato la riduzione della lunghezza dei rinforzi (da 5.5 m a 1.80 m) nella zona prossima alla testa dell'opera. Il picco dell'accelerazione orizzontale al suolo è stata stimata pari a 0.5g (UCB/EERC 1994) mentre il valore minimo dell'accelerazione orizzontale è stato stimato intorno ai 0.19g (legge di attenuazione per il terremoto di Northridge). Per effetto di tale operazione, l'evento sismico ha causato le vistose fratture mostrate in Figura 1.1(b). Le analisi di stabilità eseguite da Bathrust e Cai (1995) e da Ling e Leshchinsky (2005) hanno evidenziato la stabilità generale dell'opera nonostante gli elevati valori di accelerazioni orizzontali cui essa è stata sottoposta ($a_{h,max} \geq 0.3 g$) ma nel contempo hanno mostrato come la localizzazione delle fratture poteva essere agevolmente prevista con i tradizionali approcci di analisi di tipo pseudo-statico. A tal proposito, per esempio, la Figura 1.1(c) mostra la localizzazione delle superfici di scorrimento critiche determinata da Ling e Leshchinsky (2005),

sia per le condizioni statiche ($k_h=k_v=0$), sia per le condizioni sismiche ($k_h=0.32$). In questo secondo caso i risultati delle analisi evidenziano la possibile insorgenza di fratture nelle porzioni rinforzate superiori o immediatamente a tergo di essa, sia tenendo conto ($k_v=0.21$) che trascurando ($k_v=0$) gli effetti della componente verticale dell'accelerazione sismica.

1.2.2. *Terremoto di Kobe, 1995 (Giappone, $M_w = 6.7$)*

Il 17 febbraio del 1995 un terremoto colpì (Kobe) in Giappone con una magnitudo $M_w = 6.7$. Numerose opere di sostegno, realizzate con differenti tecnologie costruttive e differenti materiali, manifestarono danni di differenti entità. Lo studio post-sismico delle opere interessate dal terremoto di Kobe fu di estrema importanza per la comprensione del comportamento sismico delle stesse in quanto ogni tipologia di opere interessata dall'evento ha mostrato un corrispondente comportamento e conseguenti danni. Molte opere di sostegno a gravità, realizzate in cemento armato e non, hanno manifestato eccessive deformazioni permanenti e, in alcuni casi, hanno raggiunto condizioni di completo collasso per perdita di stabilità globale.

In particolare, con riferimento alle opere situate nelle aree maggiormente danneggiate dall'evento, ed escludendo i casi in cui i danni osservati sono imputabili (in parte o completamente) al concomitante fenomeno della liquefazione dinamica dei terreni di fondazione o dei terreni a tergo delle opere, i principali danni osservati sono consistiti in: i) eccessivi spostamenti e rotazioni permanenti, causati dalla temporanea perdita di stabilità, e che hanno inficiato la funzionalità delle strutture a tal punto da richiederne la completa demolizione e la successiva ricostruzione; ii) perdita di stabilità globale per ribaltamento nel caso di opere di notevole massa e prive della mensola di fondazione; iii) collasso strutturale delle opere caratterizzate da sezioni molto snelle o non adeguatamente armate o sottoposte a spinte maggiori di quelle previste in fase di progetto. Complessivamente le opere di sostegno in terra rinforzata interessate dall'evento sono state 120; nella maggior parte dei casi erano dotate di rinforzi polimerici e pannello di facciata, continuo o discontinuo, in calcestruzzo armato gettato in opera. Le altezze superavano 5 m nel 70 % dei casi e 10 m nel 15 %. A fronte di accelerazioni massime orizzontali al suolo pari a circa 0.27 g e di valori di progetto delle accelerazioni orizzontali variabili da 0.15 a 0.20 g solo 22 opere (meno del 18%) hanno manifestato apprezzabili conseguenze. In questo caso i rapporti post-evento descrivono limitati danni consistenti in spostamenti e rotazioni permanenti e lesioni di minore entità in alcuni pannelli di facciata che, nella maggior parte dei casi, hanno richiesto esigui costi per la rimessa in esercizio.

Per comprendere il vantaggio di un'opera di sostegno in terra rinforzata si riporta il caso documentato da Tatsuoka et al. (1995, 1996, 1997b) relativo a due opere di sostegno realizzate

nel sito di Tanata e mostrate in Figura 1.2. Le opere, pur presentando praticamente la medesima altezza ($H=4.5\div 4.6$ m) e pur essendo situate a poche decine di metri l'una dall'altra, sono state realizzate con tecnologie costruttive e materiali molto differenti e costi considerevolmente diversi. La prima (Figura 1.2(a)) è realizzata in terra rinforzata con geogriglie e presenta un pannello di facciata continuo in calcestruzzo armato gettato in opera; la seconda (Figura 1.2(b)) è costituita da un muro in cemento armato a spessore variabile fondato su pali in cemento armato del diametro di 1.20 m, con un costo complessivo di circa 2÷3 volte superiore al muro in terra rinforzata. Il muro in terra rinforzata ha manifestato spostamenti permanenti pari a circa 0.26 m in prossimità della testa e pari a circa 0.10 m in prossimità del piede. L'opera in cemento armato, pur essendo stata realizzata con opere di fondazione certamente più costose, ha manifestato spostamenti permanenti della stessa entità di quelli osservati nell'opera in terra rinforzata con geogriglie, inoltre alla stabilità dell'opera in c.a. ha contribuito la presenza, a quel tempo, di un cassone di fondazione posto a ridosso dell'opera stessa. Le osservazioni post-sismiche hanno indotto a preferire le opere in terra rinforzate che, ad un costo decisamente minore, hanno mostrato di poter garantire la stessa performance.

1.2.3. *Terremoto di Chi-Chi, 1999 (Taiwan; $M_w=7.7$)*

Il terremoto Chi-chi si è verificato a Taiwan nel 1999 con una magnitudo ($M_w=7.7$, $M_L=7.3$) alquanto maggiore rispetto al terremoto di Kobe, durante il quale sono stati numerosi i fenomeni di collasso osservati anche in opere di sostegno in terra rinforzata con geosintetici e di modesta altezza ($H < 3$ m). Studi sui danni post-sismici delle opere sono stati condotti da Huang (2000), Koseki e Hayano (2000) e da Ling e Leshchinsky (2003). L'evento sismico di Chi-Chi fu molto interessante per lo studio del comportamento delle opere in terre rinforzate in quanto tutte le opere danneggiate furono opere in terra rinforzate con geogriglie e dotate di un pannello di facciata rigido non continuo realizzato con blocchi in calcestruzzo prefabbricato ai quali, mediante giunzioni metalliche o in FRP, erano collegati i rinforzi. Alcuni studi, sui fenomeni di collasso osservati, hanno mostrato che in tutti i casi i fenomeni verificatisi non sono imputabili al cattivo comportamento delle opere nel loro complesso, ma all'utilizzo di terreni e di rinforzi di scadenti caratteristiche meccaniche, all'utilizzo di giunzioni di resistenza insufficiente ed, infine, ad una eccessiva equispaziatura dei rinforzi. Il rivestimento di facciata in blocchi, in molti casi, è poi risultato l'elemento di innesco del fenomeno stesso. Inoltre diversi studi condotti sui fenomeni osservati hanno evidenziato che molti dei meccanismi di collasso verificatisi, e che, almeno fino all'epoca, non venivano generalmente presi in esame nei tradizionali approcci di calcolo, sono riconducibili in modo diretto o indiretto alla presenza di tali elementi di facciata.

In Figura 1.3, per esempio, è mostrato un dettaglio del collasso di un'opera, di altezza pari a 3.20 m, rinforzata con tre livelli di geogriglie equi-spaziate di 0.80 m (Figura 1.3(a)), ed uno schema per l'analisi del fenomeno di collasso verificatosi (Figura 1.3(b)). Back-analysis eseguite da Koseki (2000) hanno messo in evidenza che il meccanismo innescatosi è imputabile alla ridotta rigidità che caratterizza gli elementi di facciata nel loro insieme che devono resistere alla spinta attiva del terreno retrostante, all'eccessiva spaziatura dei rinforzi ed alle caratteristiche del terreno costituente il terrapieno che risultò scarsamente addensato (Huang et al., 2003). Per effetto delle eccessive pressioni, gli elementi di facciata della porzione inferiore del muro hanno subito una deformazione che ha determinato lo spanciamento della facciata stessa (Figura 1.3(a)). Gli eccessivi spostamenti orizzontali e rotazioni dei blocchi che ne sono seguiti hanno causato la rottura per trazione della geogriglia in più punti e lo sfilamento delle giunzioni con le quali questa era vincolata agli elementi di facciata (Ling e Leshchinsky (2003)). Il collasso della porzione inferiore della facciata, inoltre, ha innescato un meccanismo progressivo con il quale è collassata l'intera facciata dell'opera (Figura 1.3(b)). La presenza di cedimenti differenziali verticali del terrapieno di circa 0.30 m a distanza di 5÷6 m dalla facciata dell'opera indicano anche la probabile formazione di un meccanismo di collasso generale ('overall instability', in Figura 1.3(a)) che si sarebbe innescato in seguito al collasso locale della facciata nella parte inferiore. Inoltre tale meccanismo generale, poiché i rinforzi avevano una lunghezza di 2.7÷3 m, ha probabilmente interessato la parte di terreno non rinforzato (Huang, 2000).

La Figura 1.4 (Ling e Leshchinsky, 2003) descrive altri fenomeni di collasso verificatisi, con modalità analoghe, in due differenti sezioni di un'opera situata nelle vicinanze di quella descritta in precedenza. In dettaglio, la Figura 1.4(a) mostra un caso di completo collasso indotto dalla rottura locale della facciata e dalla conseguente rottura della giunzione tra i blocchi e le geogriglie; la Figura 1.4(b) mostra, invece, un caso in cui, sempre a causa dei blocchi di facciata, l'opera, pur non raggiungendo un completo collasso, a causa delle azioni inerziali che hanno agito sugli elementi di facciata, ha manifestato deformazioni permanenti di entità tale da comprometterne comunque la funzionalità e richiederne la ricostruzione. In entrambi i casi, inoltre, la presenza di vistose lesioni a tergo dell'opera ed i consistenti cedimenti differenziali osservati al piano campagna conducono, nuovamente, ad ipotizzare la concomitante presenza di un meccanismo di collasso generale dell'opera che ha interessato anche la porzione del terrapieno non rinforzata.

La complessità dei fenomeni osservati e la loro possibile concomitanza non ha reso agevole l'individuazione esatta delle cause scatenanti. Tuttavia è indubbio che la ridotta rigidità degli elementi di facciata, le eccessive tensioni agenti nelle geogriglie di rinforzo (determinate dall'eccessiva equispaziatura) e la ridotta resistenza delle giunzioni rinforzo-blocchi siano stati

certamente aspetti predominanti. Per esempio, il valore di 0,80 m assunto per l'equispaziatura non soddisfa le indicazioni NMCA(1997) per opere con pannello di facciata in blocchi fabbricati secondo le quali la massima spaziatura non dovrebbe superare due volte l'altezza del blocco.

Studi eseguiti su opere della stessa altezza, realizzate in zone limitrofe, con analoghi materiali ma equispaziatura dei rinforzi pari a 0.60 m, riportano danni di minore entità o, addirittura, trascurabili. Queste osservazioni sottolineano nuovamente come i fenomeni di collasso verificatisi durante l'evento sono per lo più imputabili ad errate scelte progettuali sia in merito agli aspetti sismici del calcolo che alla scelta dei materiali da costruzione.

1.2.4. *Terremoto di El Salvador 2001 ($M_w=7.6$)*

Il 13 gennaio del 2001 si è manifestato un terremoto di $M_w=7.6$ a 60 km dalla costa di El Salvador. L'estensione dei muri in terra rinforzata con facciata in blocchi di calcestruzzo prefabbricati era di circa 25.000 m². I dati sul comportamento osservato in seguito all'evento derivano principalmente dallo studio di Race e Del Cid (2001), il quale evidenzia che la maggior parte delle opere, progettate in accordo alle prescrizioni NMCA (1997), hanno manifestato un buon comportamento durante l'evento sismico senza riportare danni consistenti. Alcune opere, di altezza pari o superiore a 8 m, realizzate su zone in pendio, sono andate al collasso durante l'evento; altre opere, delle medesime caratteristiche, sono state fortemente danneggiate e successivamente demolite in quanto le eccessive deformazioni che ne hanno caratterizzato la risposta sismica, nel contempo, ne hanno inficiato la funzionalità.

Koseki et al. (2006) riportano dati di maggiore dettaglio su due di queste opere, per le quali la configurazione post-evento è mostrata in Figura 1.5. I fattori che maggiormente hanno contribuito al collasso dei due muri sono: i) l'aggiunta di porzioni dell'opera non rinforzate al fine di aumentarne l'altezza complessiva; ii) la realizzazione di pesanti pareti in muratura edificate in testa o in prossimità della testa alle opere al fine di delimitare le proprietà che hanno comportato un momento ribaltante aggiuntivo in testa al muro; iii) il taglio dei rinforzi in ampie porzioni alle spalle della facciata delle opere al fine di consentire l'installazione di tubazioni di varia natura. Le cause che hanno portato al collasso dei muri in terra rinforzata evidenziano come siano le errate operazioni costruttive a determinare il cattivo comportamento del muro, pertanto anche durante il terremoto di El Salvador i muri in terra rinforzata ben realizzati hanno mostrato un buon comportamento sismico.

1.2.5. *Terremoto di Tecomán 2003 (Messico, $M_w=7.6$)*

Un'applicazione frequente per i muri in terra rinforzata è rappresentata dai rilevati di accesso ai ponti, il cui comportamento in condizioni sismiche è stato ben studiato in seguito al terremoto di Tecomán in Messico ($M_w=7.6$) avvenuto il 21 gennaio del 2003. Wartman et al.(2006) riportano dati sul comportamento manifestato da 8 opere in terra rinforzata (Figura 1.6 indicate con le sigle da A-1 ad A-4 e da B-1 a B-4). Le opere, di altezze variabili da 6.85 m a 9.95 m, costituivano i rilevati di accesso a ponti di piccola luce e furono realizzate con rinforzi rigidi metallici, di lunghezza variabile da 4 a 8 m, e pannelli di facciata in calcestruzzo prefabbricato di lato 1.5 m e spessore 0.18 m. Registrazioni dell'evento effettuate in stazioni situate alla stessa distanza dall'epicentro delle opere (14 km) hanno registrato valori massimi delle accelerazioni sismiche orizzontali di circa 0.33 g, pari a più del doppio dei valori per le quali le opere erano state progettate (0.15 g). Le osservazioni post-evento non hanno evidenziato danni consistenti alle opere ma solo spostamenti permanenti di entità limitata. In particolare, spostamenti orizzontali dei pannelli di facciata, compresi tra 0.02 e 0.10 m, sono stati osservati nelle porzioni superiori (ultimi 2-3 m) di alcune delle opere. Cedimenti variabili da 0.02 a 0.05 m sono stati osservati in prossimità della testa alle opere; questi ultimi furono prevalentemente dovuti all'addensamento dei terreni costituenti le opere visto che nessun assestamento verticale dei terreni di fondazione fu osservato nelle aree limitrofe. Nelle porzioni delle opere interessate dai fenomeni descritti per ognuno dei pannelli di facciata, erano presenti 4 rinforzi metallici di sezione rettangolare (2 x 4 mm) disposti su due righe equi-spaziate di 0.75 m.

Wartman et al. (2006), utilizzando l'approccio pseudo-statico e l'analisi agli spostamenti permanenti, hanno eseguito back-analysis, comprendenti analisi di stabilità interna ed esterna. La Figura 1.6 mostra i valori minimi dei fattori di sicurezza valutati per le 8 opere analizzate nei confronti di 4 possibili meccanismi di collasso: rottura per trazione nei rinforzi, sfilamento dei rinforzi, rottura interna del terreno, scorrimento globale alla base. In Figura 1.6 il simbolo pieno e il simbolo vuoto si riferiscono, rispettivamente, alle sezioni delle opere poste sui fianchi laterali del rilevato e alle sezioni situate in corrispondenza dell'appoggio dell'impalcato dei ponti. Lo studio condotto ha evidenziato che il meccanismo che ha governato l'insorgere delle deformazioni permanenti nelle opere è lo sfilamento dei rinforzi più superficiali. Nelle opere interessate dalle deformazioni permanenti (A-2, A-3, A-4, B-1, B2, B-3), infatti, il fattore di sicurezza pseudo-statico per il meccanismo di sfilamento è risultato sempre inferiore a quello che compete agli altri possibili meccanismi di collasso. In tutti i casi esaminati, comunque, lo sfilamento si è prevalentemente verificato nelle porzioni delle opere più lontane dagli appoggi dei

ponti dove le pressioni verticali sono inferiori e pertanto lo è anche la resistenza allo sfilamento dei rinforzi.

1.2.6. *Terremoto di Niigata 2004 (Giappone, $M_w=6.6$)*

Durante il terremoto di Niigata ($M_w=6.6$) del 2004 non sono stati osservati danni significativi alle opere di sostegno in terra rinforzata ad esclusione di alcuni rari casi in cui, comunque, il danno, prevalentemente di tipo funzionale, è consistito nell'insorgenza di spostamenti permanenti di entità contenuta e, generalmente, inferiore ai 10 cm (Koseki et al., 2006; Tatsuoka 2008). Profondamente diverso è stato invece il comportamento manifestato dalla opere tradizionali in cemento armato. In particolare, numerosi sono stati i crolli e, nelle opere che non hanno manifestato una completa perdita di stabilità globale, i danni indotti sono stati comunque ingenti tanto che, in molti casi, avendo inficiato la funzionalità dell'opera ne hanno motivato la demolizione e la successiva ricostruzione. In tutti i casi documentati in letteratura la ricostruzione è avvenuta con opere in terra rinforzata la cui realizzazione è stata spesso accoppiata alla realizzazione di altri interventi di rinforzo quali tiranti e ancoraggi (Koseki et al., 2006). Nel complesso, nei due anni successivi all'evento gli interventi di ricostruzione hanno interessato circa 20 km di opere, di cui più di 16 km di queste sono state realizzate con rinforzi polimerici e pannello di facciata rigido continuo, tipologia di opera per la quale il terremoto di Kobe ha inequivocabilmente testato l'efficacia.

1.3. PROVE FISICHE SUI MODELLI IN SCALA

Tutti i metodi di analisi per la progettazione di un qualsiasi opera si fondano su ipotesi inerenti il comportamento dei vari materiali, la schematizzazione dei carichi, etc. La correttezza della progettazione dell'opera si può valutare solamente quando le condizioni critiche per l'opera stessa si manifestano. Solitamente tale condizione, nel caso di un'opera di ingegneria civile, corrisponde al verificarsi di un evento sismico. Le osservazioni post-sismiche, come quelle descritte nei paragrafi precedenti, consentono di comprendere gli eventuali errori nella progettazione, come ad esempio la sottostima dell'azione sismica o la scelta dei materiali, nell'esecuzione dell'opera o nel modello d'analisi utilizzato. Riuscire a prevedere il comportamento di un'opera prima della sua realizzazione è estremamente difficile in quanto la modellazione dovrebbe prevedere le fasi di realizzazione, la simulazione stato tensionale dovuto ai carichi che su essa agiscono, e il raggiungimento degli stati limite. Questo tipo di procedura prende il nome di prova in vera grandezza, proprio perché l'opera testata possiede le stesse dimensioni dell'opera da realizzare; si comprende facilmente il perché tale tipologia di prova sia scarsamente utilizzata: i costi sono

notevoli e pertanto viene impiegata per fini di ricerca o nel caso di opere di un certo interesse. Molto spesso per ovviare a tale problematica si ricorre a prove in scala ridotta, ciò significa che l'opera da testare viene realizzata in dimensioni ridotte dato che la prova viene solitamente eseguita in laboratorio. In tal modo nascono problemi connessi al fattore di scala fra modello di laboratorio e opera in grandezza reale, ed è necessario trovare una corrispondenza fra le rigidità dei materiali, interpretare la risposta del modello per adeguarla alle dimensioni reali etc. queste considerazioni sono del tutto generali e possono essere estese a una qualsiasi opera di ingegneria. Nel caso delle opere in terra rinforzata le prove in scala ridotta vengono eseguite su la tavola vibrante o in centrifuga, nei paragrafi successivi si descriveranno alcune delle prove condotte sui muri in terra rinforzata.

1.3.1. Prova su tavola vibrante

Le prove su tavola vibrante per i muri in terra rinforzata sono molto frequenti. Le prime applicazioni furono eseguite negli Stati Uniti (Bathurst et al., 2002; Bathurst, 2008) ed in Giappone (Koseki et al., 2004), ma negli ultimi anni si sono diffuse anche in Europa ed in Italia (Lo Grasso et al., 2004, 2005, 2006).

Riuscire a riprodurre correttamente il modello fisico rappresentativo del muro in terra rinforzata non è semplice. Infatti la prova su tavola vibrante si compone di una prima fase di preparazione del modello in cui per fasi successive si posiziona l'elemento di facciata, il rinforzo e lo strato di terreno, quest'ultimo viene disposto secondo una procedura di deposizione che consente di controllare lo stato di addensamento del terreno e di ottenere una certa uniformità nel campione. Al fine di conoscere la risposta del modello vengono inseriti una serie di componenti elettroniche o elettromeccaniche che registrano spostamenti, accelerazioni e deformazioni. Molto adoperati sono anche gli indicatori colorati che posti all'interno del terreno consentono di visualizzare l'eventuale superficie di rottura. In Figura 1.7 sono riportate le fasi di preparazione di una prova su tavola vibrante.

L'esperienza maturata in questo settore mostra, inoltre, che gli aspetti che influenzano maggiormente la risposta dei modelli durante le prove sono le modalità di preparazione dei modelli stessi, il ridotto valore delle tensioni di confinamento che li caratterizzano e che influenzano il meccanismo di interazione terreno-rinforzo, gli inevitabili effetti di bordo determinati dalle dimensioni finite delle scatole in cui i modelli sono realizzati, ed infine, le improprie operazioni di 'scalatura' della rigidità e della resistenza dei rinforzi che possono falsare i risultati delle prove (Koseki et al., 2006). Nonostante tali inconvenienti le indagini sperimentali su tavola vibrante hanno consentito di approfondire in maniera significativa lo

studio del comportamento sismico delle opere in terra rinforzata, evidenziandone gli aspetti principali, confermando le osservazioni effettuate in sito a seguito di eventi sismici di forte intensità e fornendo dati utili per la validazione degli strumenti di calcolo o per il loro affinamento. Bathurst et al.(2002), Paulsen (2002) e Koseki et al. (2006) hanno analizzato i principali risultati disponibili in letteratura. Nel seguito, senza entrare nel dettaglio delle innumerevoli questioni riguardanti la preparazione dei modelli, la scelta delle loro caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche, l'installazione di strumenti per il monitoraggio e la scelta di adeguati input sismici, saranno descritti i principali risultati ottenuti in prove eseguite su modelli di opere in terra rinforzata e dotate di pannello di facciata rigidi continui, in calcestruzzo armato, o discontinui, in blocchi prefabbricati.

Uno studio molto interessante è stato condotto da Watanabe et al. (2003) che hanno utilizzato i risultati di tali prove per comprendere il comportamento delle opere in terra rinforzata colpite dal terremoto di Kobe (1995). Infatti i modelli riprodotti comprendono opere di sostegno tradizionali a gravità e opere in terra rinforzata con rinforzi polimerici con differenti disposizioni. In Figura 1.8 sono riportati i modelli delle opere prese in esame, esse presentano tutte un'altezza di 50 cm con estradosso orizzontale e con sovraccarico applicato. La deposizione del terreno è avvenuta con una procedura tale da ottenere un terreno molto denso anche in fondazione. Dalle registrazioni degli spostamenti permanenti subiti dai modelli, per i differenti valori dell'accelerazione di picco ai quali sono stati scalati gli accelerogrammi, è stato osservato (Figura 1.9) che fino ad un valore di 0.4g tutti i modelli manifestano spostamenti pressoché uguale pari al 2% della loro altezza. Superata tale soglia si manifestano delle differenze sostanziali fra le diverse tipologie di modello ovvero opere tradizionali a gravità (a, b in Figura 1.8) ed opere in terra rinforzata (c, d in Figura 1.8). In Figura 1.9 risulta evidente come gli spostamenti permanenti subiti dai modelli di muro tradizionale (curva 1 e 2) siano 3-4 volte maggiori degli spostamenti dei modelli in terra rinforzata (curve 3 e 4). Del resto ciò non rappresenta una novità dato che tale comportamento è stato evidenziato in molte osservazioni post-sismiche come quelle del terremoto di Kobe. Inoltre si è verificata l'importanza di avere dei rinforzi più lunghi nella parte superiore del muro in terra rinforzata, in quanto con tale accorgimento il comportamento dell'opera è molto più duttile e gli spostamenti permanenti si riducono ulteriormente sin anche al 50%. La Figura 1.10 mostra le tipiche configurazioni rilevate alla fine dei test eseguiti insieme ad alcune indicazioni utili per la ricostruzione del meccanismo di collasso osservato: i modelli di opere tradizionali hanno fatto osservare fenomeni di scorrimento alla base e ribaltamento (Figura 1.10 (a) e (b)). I modelli di opere in terra rinforzata sono stati caratterizzati, prevalentemente,

dall'insorgenza di spostamenti in prossimità della testa con una rotazione della facciata (Figura 1.10 (c) e (d)).

Misure dello sforzo di trazione sui rinforzi hanno mostrato come, durante la fase sismica, i rinforzi posti nelle porzioni superiori del modello siano quelli più sollecitati e contribuiscano alla riduzione delle deformazioni dell'elemento di facciata. Altri studi (El-Eman e Bathurst, 2004, 2005) hanno rivelato che altro elemento che caratterizza fortemente la risposta dei modelli è la pendenza del terreno di fondazione sul quale il modello è realizzato. In tali casi, così come per altro osservato in sito durante il terremoto di El Salvador, la risposta delle opere in terra rinforzata può essere profondamente modificata per effetto del differente stato tensionale e deformativo che ne caratterizza le porzioni in prossimità del piede e possono insorgere fenomeni di collasso non riscontrati in modelli delle stesse caratteristiche fondati su terreni con estradosso orizzontale.

Prove su tavola sono state eseguite da Bathurst et al. (2002) per comprendere il diverso comportamento dei muri in terra rinforzata quando sono dotati di pannello di facciata. Bathurst et al. (2002), utilizzando alcune registrazioni del terremoto di Kobe opportunamente scalate in ampiezza, hanno eseguito prove sui modelli mostrati in Figura 1.11 (a) insieme alla strumentazione utilizzata per il monitoraggio. I modelli, di altezza pari ad 1 m, sono stati realizzati con facciata in blocchi modulari prefabbricati (con paramento verticale o inclinato); in alcuni test ai blocchi sono state applicate delle giunzioni al fine di bloccare le interfacce e simulare un elemento rigido continuo come nel caso dei pannelli in cemento armato gettato in opera. I risultati di alcuni dei test eseguiti sono mostrati in Figura 1.11 (b) in termini di variazione del massimo spostamento permanente (misurato in corrispondenza della testa delle opere) con il valore di picco dell'accelerazione imposta alla tavola. A parità di caratteristiche del modello fisico, quelli realizzati con blocchi liberi (curve 1, 2 in Figura 1.11 (b)) hanno manifestato spostamenti permanenti considerevolmente superiori a quelli dei modelli con facciata continua vincolata (curva 4 in Figura 1.11 (b)) ed hanno raggiunto il completo collasso per valori dell'accelerazione di picco intorno a $0.25\div 0.5g$. La risposta dei modelli con facciata in blocchi liberi migliora se questi sono disposti con un paramento inclinato. In Figura 1.11 (b), per esempio, la curva 4 descrive i risultati ottenuti su modelli con paramento inclinato di 8° . I risultati delle indagini hanno confermato le indicazioni osservate in seguito a molti degli eventi sismici evidenziando il migliore comportamento che tipicamente caratterizza la risposta delle opere con pannello di facciata rigido e continuo. Dal punto di vista quantitativo, i risultati però sono affetti dagli inevitabili problemi legati ai fattori di scala.

Ling et al. (2005) hanno, invece, eseguito le uniche indagini sperimentali su modelli in vera grandezza ricontabili in letteratura. Uno schema tipico dei modelli testati è mostrato in Figura 1.12 insieme alla strumentazione adottata per le misure di deformazione sui rinforzi, delle azioni agenti sui blocchi di facciata, e di accelerazione e spostamento nell'intero modello. Le prove sono state condotte su tre differenti modelli di opere di altezza pari a 2.80 m fondati su uno strato di terreno di fondazione dello spessore di 0.20 m. I modelli si differenziano per la tipologia e per la disposizione dei rinforzi. I risultati delle prove, condotte anche in questo caso utilizzando registrazioni del terremoto di Kobe opportunamente scalate in ampiezza, hanno fatto segnalare spostamenti dei modelli in corrispondenza della testa praticamente trascurabili fino a valori di picco dell'accelerazione pari a circa 0.4 g; per valori crescenti fino a 0.86 g gli spostamenti sono stati, comunque, sempre inferiori a 0.10 m raggiungendo un valore massimo pari a circa 3.5 % dell'altezza dell'opera ($H=2.80$ m). I risultati di tutti i test eseguiti da Ling et al. (2005) hanno, inoltre, mostrato l'ovvia riduzione degli spostamenti al crescere della lunghezza di ancoraggio dei rinforzi e della loro spaziatura ed hanno confermato come la disposizione di rinforzi di maggiore lunghezza in corrispondenza delle porzioni più superficiali del terrapieno rinforzato migliori le prestazioni dell'opera riducendo gli spostamenti permanenti.

1.3.2. Prove in centrifuga

Gli studi di Izawa et al. (2004) investigano sull'influenza delle rigidità delle geogriglie nella stabilità di un muro in terra rinforzata attraverso prove in centrifuga, posta su una tavola inclinata, e prove su tavola vibrante. Studi precedenti (Izawa et al., 2002) hanno mostrato che la resistenza di pullout dipende fortemente dalla forma e dalla rigidità della geogriglia. Gli schemi dei due modelli di prova sono riportate nelle figure 1.13 e 1.14. Nella prova con tavola inclinata si fa crescere la pendenza con una velocità di $1^\circ/\text{min}$ fino ad un massimo di 20° . L'accelerazione centrifuga si fa aumentare per compensare la diminuzione dell'accelerazione verticale dovuta all'innalzamento della tavola. I risultati della prova centrifuga con incremento della pendenza della tavola, mostrano che utilizzando rinforzi soffici le deformazioni sono concentrate e si crea una superficie di scorrimento. Per cui basta aumentare la rigidità dei rinforzi per incrementare sensibilmente la stabilità verso le forze orizzontali. Analoghe considerazioni sono state ottenute dalla prova su tavola vibrante in centrifuga, in cui gli spostamenti crescono ad ogni step di vibrazione. Però in questo secondo modello il modello risulta più stabile.

Nova et al. (1998) hanno condotto test su tavola vibrante di un modello rappresentativo di un muro in terra rinforzata facendo riferimento agli studi condotti da Zornberg (1994) su un pendio rinforzato, il quale dedusse che il metodo all'equilibrio limite rappresentava un metodo

appropriato per la stima del fattore di sicurezza statico. Le prove in centrifuga sono state condotte su quattro modelli in scala, in cui viene aumentata la densità relativa del terreno nel quarto modello. Impiegando come input un'onda sinusoidale con diverse frequenze e l'accelerogramma opportunamente scalato registrato a San Jose durante il terremoto di Loma Prieta nel 1989. Tutti i modelli mostrano delle deformazioni senza però evidenziare superfici di scorrimento ben distinte; neanche nei rinforzi sono stati osservati localizzazioni di deformazioni. Nova et al. (1998) confrontano (Figura 1.15) la curva ricavata da Franklin and Chang (1977) in seguito alle osservazioni della risposta sismica di dighe ed argini durante il terremoto di San Fernando.

1.4. CONSIDERAZIONI

Nel corso dei secoli le conoscenze ingegneristiche hanno visto una crescente evoluzione che ha portato ad una progettazione sempre più accurata e basata su previsioni quanto più vicine al reale comportamento dell'opera. Certamente l'evento sismico continua a rappresentare l'azione sollecitante più complessa da schematizzare in una progettazione, per la sua natura transitoria nel tempo e per la sua entità non ancora prevedibile. Per quanto le normative dei vari paesi interessati dai terremoti cerchino di individuare aree omogenee a cui attribuire un range di variazione dell'accelerazione sismica attesa al suolo, gli eventi sismici dell'ultimo decennio hanno evidenziato come talvolta la progettazione, ma anche l'esecuzione stessa dell'opera, non siano state adeguate nei confronti delle azione sismica. Poiché solo il verificarsi di un terremoto può dare conferma di una buona progettazione, spesso si ricorre a prove di laboratorio in grado di simulare in scala ridotta il comportamento dell'opera. Nel caso delle terre rinforzate le prove in laboratorio più comuni sono le prove su tavola vibrante, meno frequenti le prove in centrifuga. Seppur i fattori di scala rendono incerta l'estensione dei risultati mostrati dal modello in scala al muro reale, questo tipo di prova consente di comprendere quali sono i fattori che maggiormente incidono sul comportamento a collasso delle opere in terra rinforzata e sul alcune modalità di collasso.

FIGURE

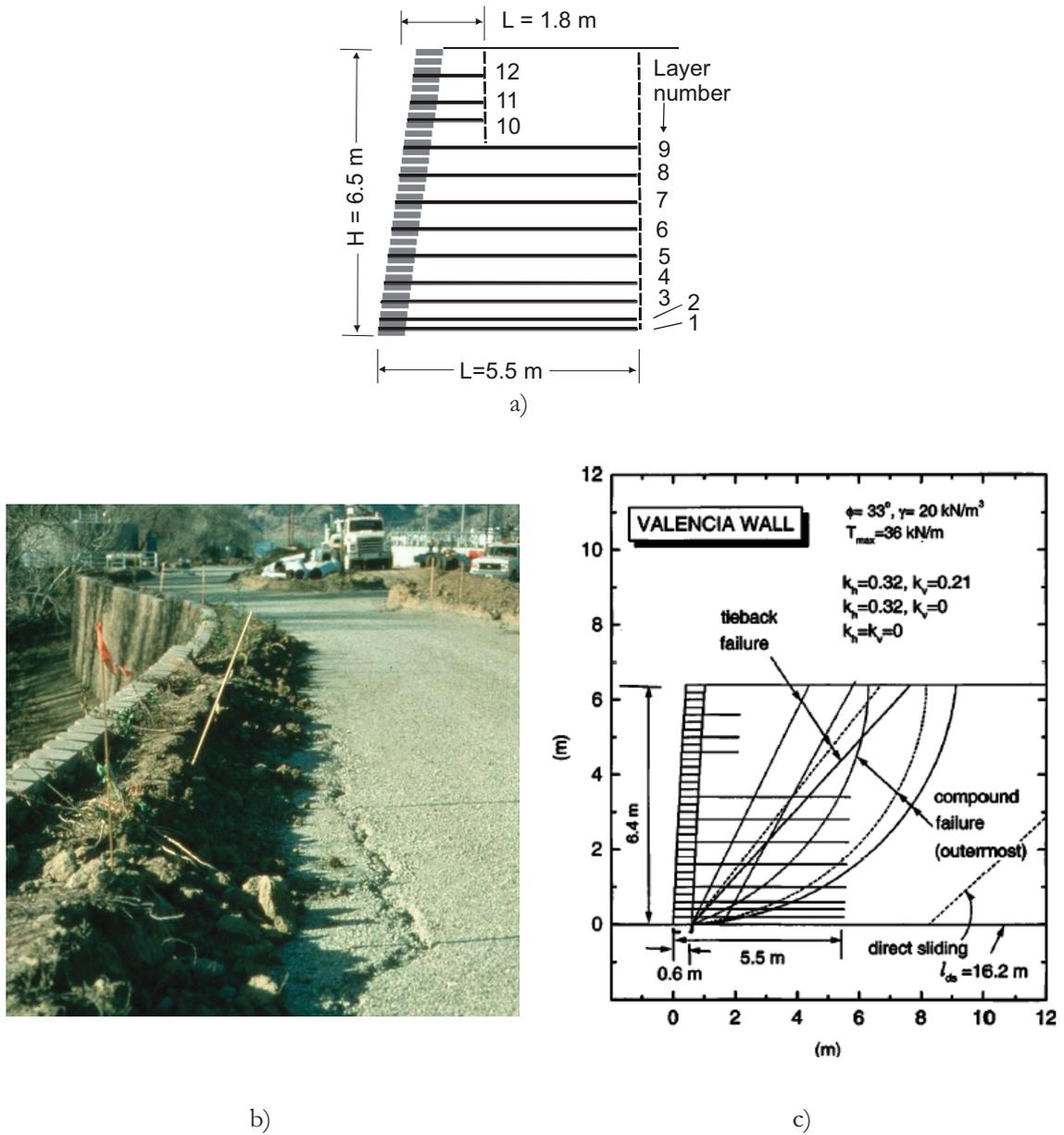


Figura 1. 1: Valencia Wall danneggiato dal terremoto di Northridge (USA, Mw = 6.7): a) schema dell'opera; b) osservazioni post-evento (Bathurst e Cai, 1995; c) risultati delle analisi di stabilità condotte da Ling e Leshchinsky (2005)

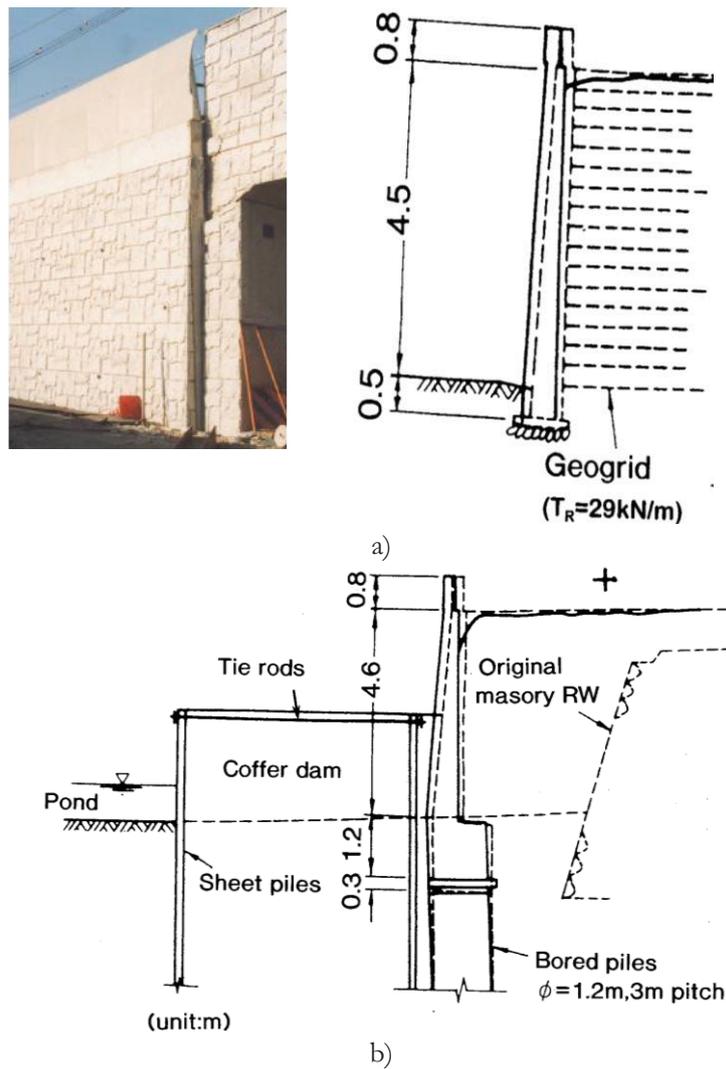


Figura 1. 2: a) Muro in terra rinforzata con pannello di facciata rigido in c.a. realizzato nel sito di Tanata (adattata da Koseki et al., 2006); b) Muro in c.a fondato su pali realizzato nel sito di Tanata (adattata da Tatsuoka et al., 1996)

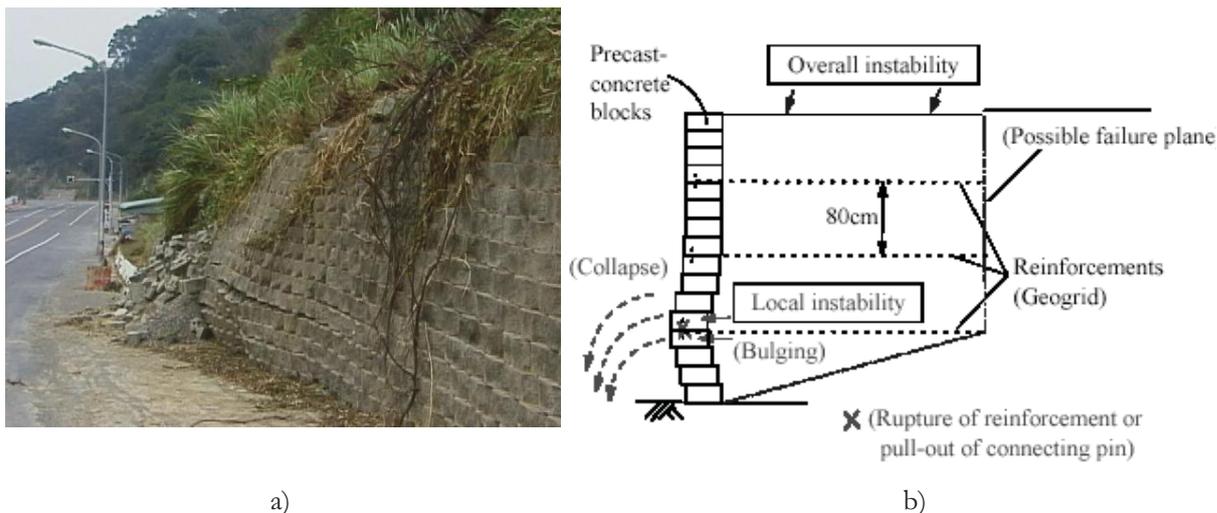


Figura 1. 3: a) Opera in terra rinforzata con facciata realizzata i blocchi prefabbricati di calcestruzzo danneggiata dal terremoto Chi-Chi (Taiwan) del 1999; b) schema di riferimento per l'analisi del fenomeno di collasso (adattata da Koseki et al., 2006)

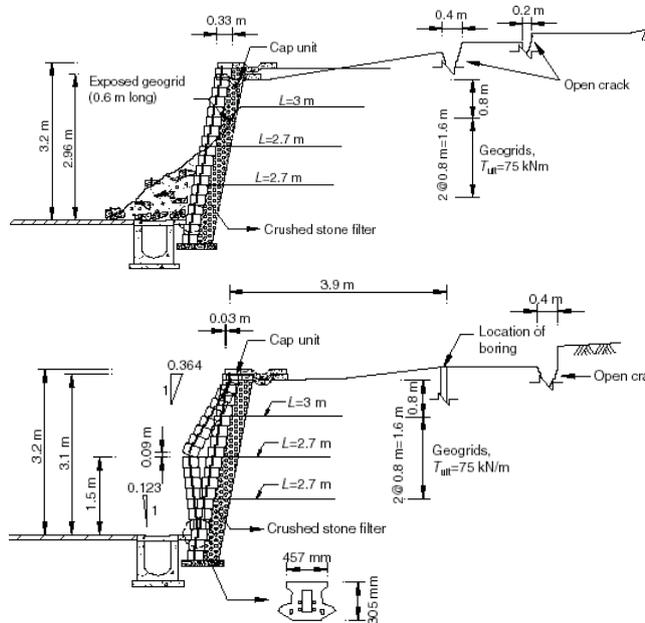


Figura 1. 4: Alcuni esempi degli effetti del terremoto di Chi-Chi (Taiwan) del 1999 su opere di sostegno in terra rinforzata con geogriglie e pannelli di facciata prefabbricati in calcestruzzo (da Ling e Leshchinsky, 2003)

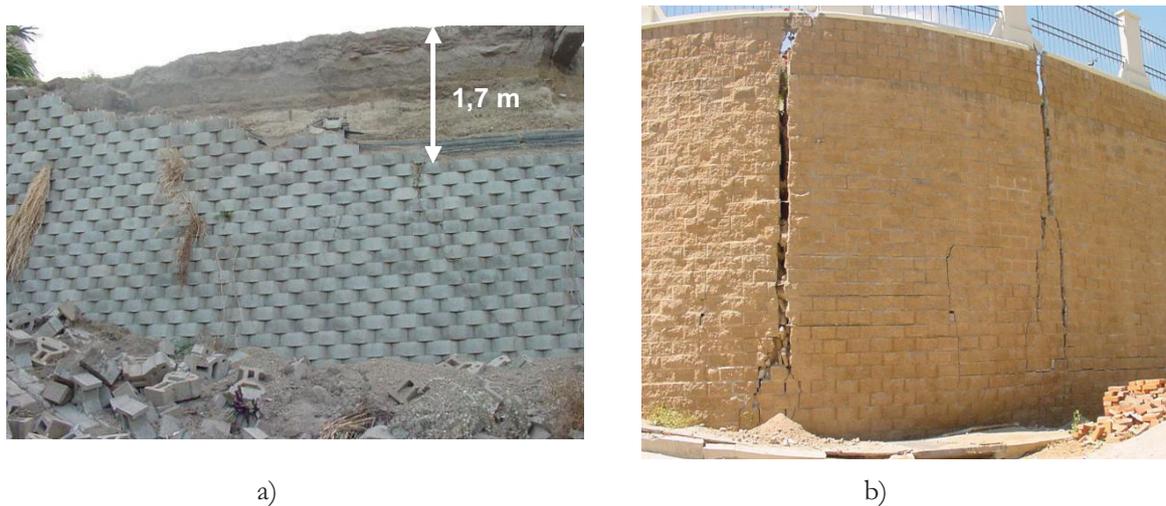


Figura 1. 5: Alcuni fenomeni di collasso verificatisi durante il terremoto di El Salvador del 2001: a) collasso una porzione del rivestimento di facciata; b) traslazione dell'intera opera

Meccanismo di collasso

Trazione rinforzi
Sfilamento rinforzi
Rottura interna
Scorrimento alla base

Trazione rinforzi
Sfilamento rinforzi
Rottura interna
Scorrimento alla base

Trazione rinforzi
Sfilamento rinforzi
Rottura interna
Scorrimento alla base

Trazione rinforzi
Sfilamento rinforzi
Rottura interna
Scorrimento alla base

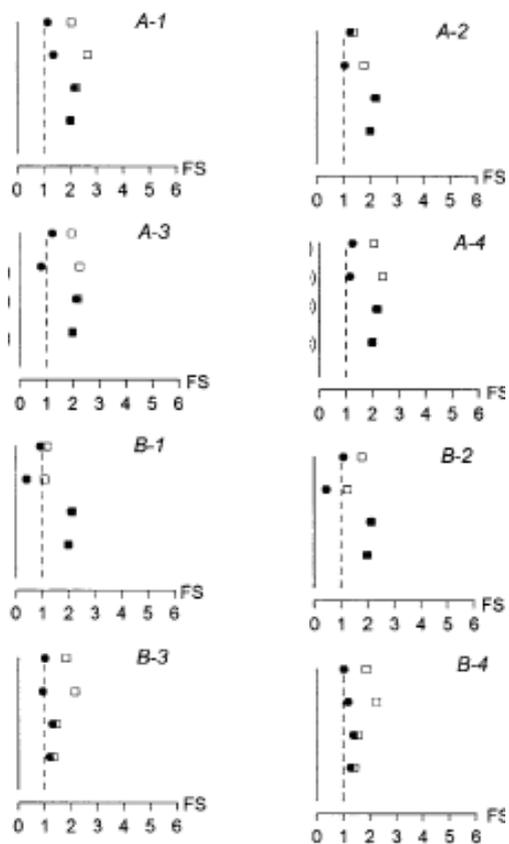


Figura 1. 6: Risultati delle analisi di stabilità eseguite da Wartman et al. (2006) con riferimento a quattro possibili meccanismi di collasso (modificata)

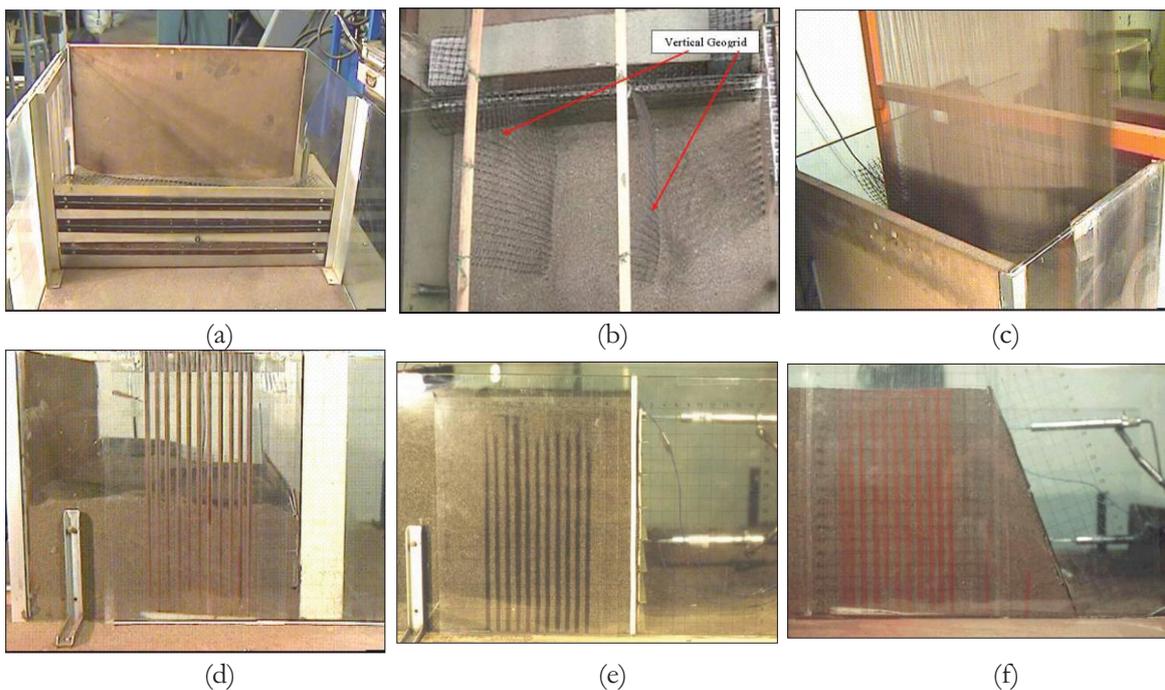


Figura 1. 7: Fasi della preparazione di un modello da sottoporre a prove su tavola vibrante

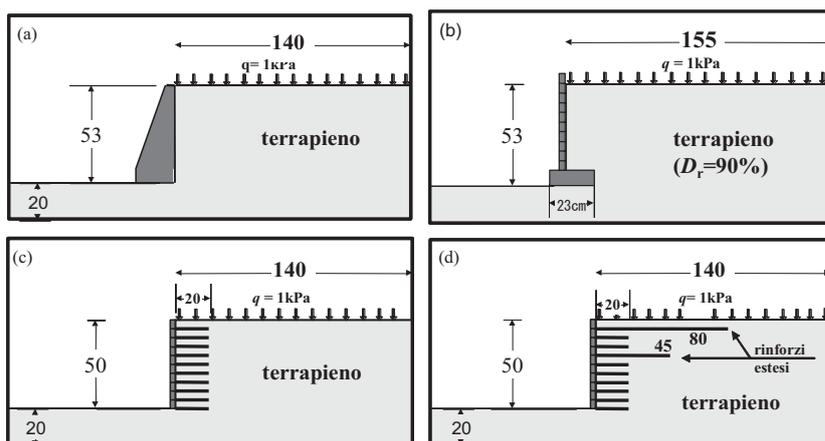


Figura 1. 8: Modelli utilizzati per le prove su tavola vibrante eseguite da Watanabe et al.(2003)

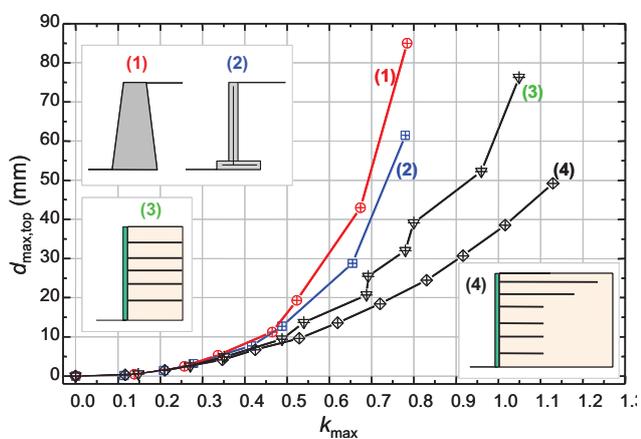


Figura 1. 9: Relazione tra massimo spostamento permanente $d_{max,top}$ e accelerazione di picco k_{max} determinata con prove su tavola vibrante da Watanabe et al. (2003)

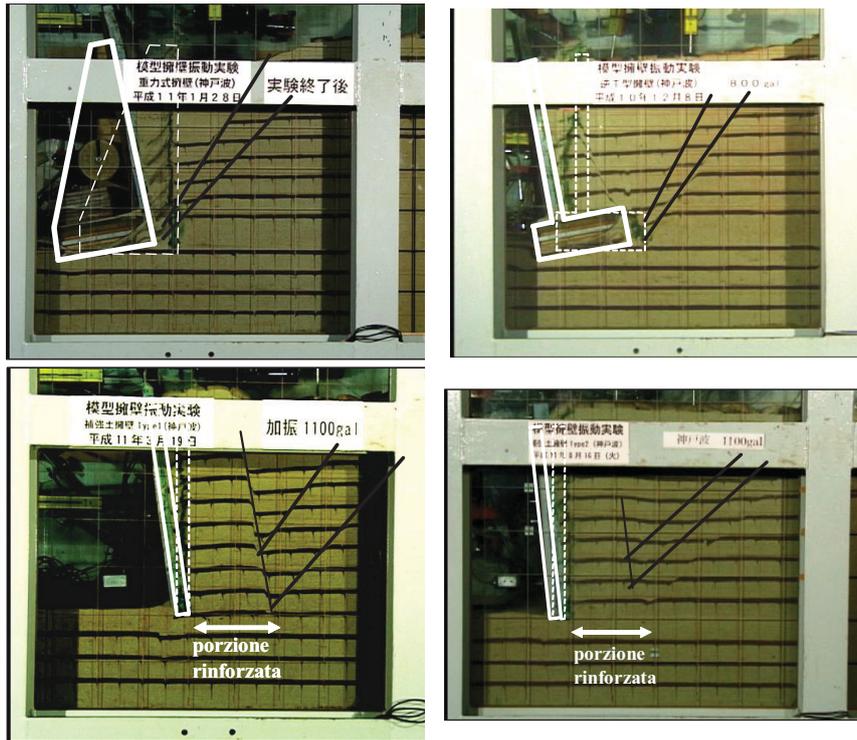


Figura 1. 10: Configurazioni finali per alcuni dei modelli testati da Watanabe et al.(2003)

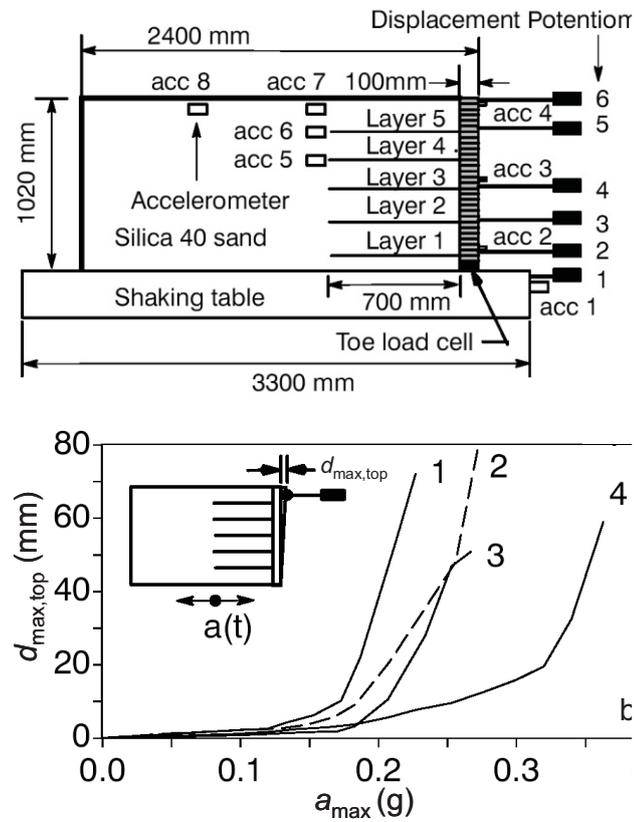


Figura 1. 11: a) Modelli testati su tavola vibrante da Bathurst et al.(2002); b) risultati in termini di relazione tra massimo spostamento permanente $d_{max,top}$ in testa all'opera e accelerazione di picco a_{max} imposta

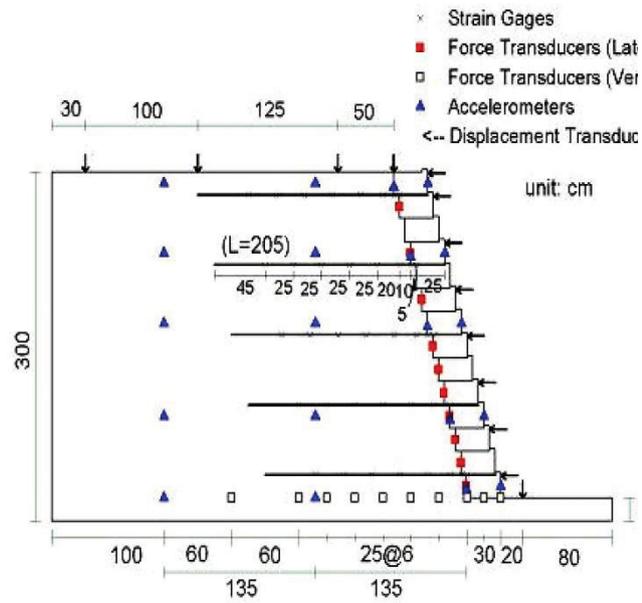


Figura 1. 12: Modello in vera grandezza testato su tavola vibrante da Ling et al.(2005); b) risultati in termini di relazione tra massimo spostamento permanente $d_{max,top}$ in testa all'opera e accelerazione di picco a_{max} imposta

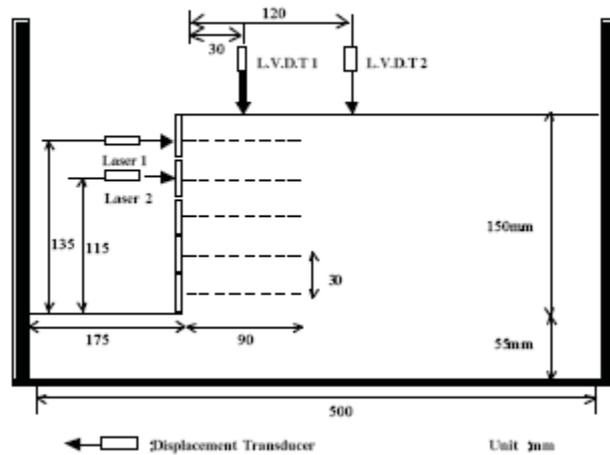


Figura 1. 13: Schema del modello della prova in centrifuga (Izawa et al., 2004)

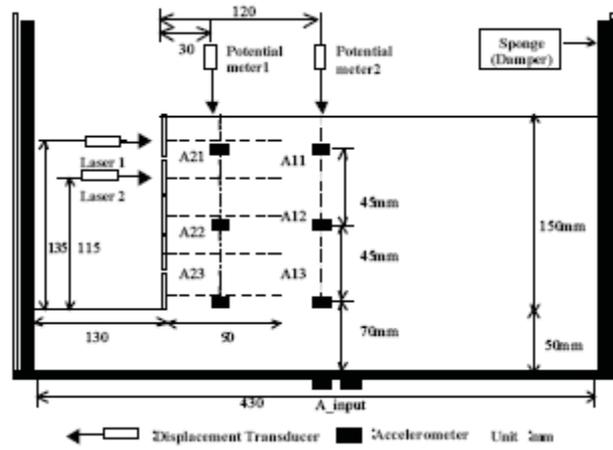


Figura 1. 14: Schema del modello (prova su tavola vibrante) (Izawa et al., 2004)

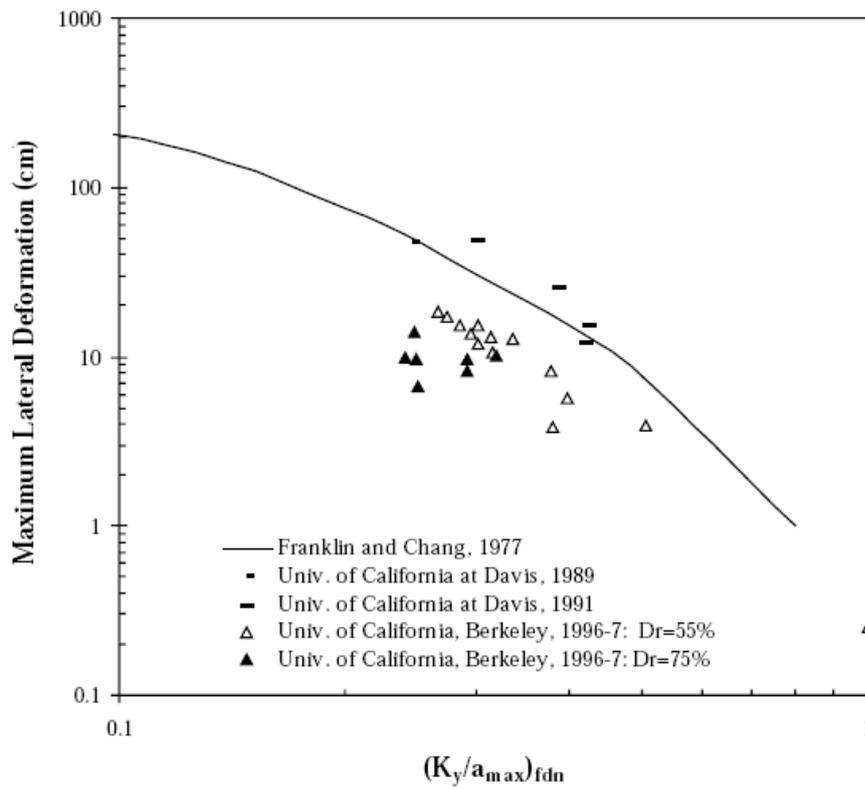


Figura 1. 15: Spostamenti laterali osservati (Nova et al. 1998)

TABELLE

Tabella 1. 1: Alcuni studi sul comportamento dalle opere di sostegno in terra rinforzata in occasione di recenti eventi sismici distruttivi (Biondi et al. 2008)

Fonte	Evento sismico
Tatsuoka et al.(1997, 1998)	1995 Kobe (Giappone, $M_w = 6.7$)
White e Holtz (1996)	1994 Northridge (USA, $M_w = 6.7$)
Ling et al. (2001)	1994 Northridge (USA, $M_w = 6.7$) 1999 Chi-chi (Taiwan, $M_w=7.7, M_L=7.3$)
Koseki et al.(2004)	2004 Niigata ($M_w=6.6$)
Sanky e Segrestin (2004)	1994 Northridge (USA, $M_w = 6.7$) 1995 Kobe 1995 (Giappone, $M_w = 6.7$) 1999 Koaceli (Turchia, $M_w = 7.4$)
Ling e Leshchinsky (2005)	1994 Northridge (USA, $M_w = 6.7$) 1999 Chi-chi (Taiwan, $M_w=7.7, M_L=7.3$)
Koseki et al. (2006)	1994 Northridge (USA, $M_w = 6.7$) 1995 Kobe (Giappone, $M_w = 6.7$) 1999 Koaceli (Turchia, $M_w = 7.4$) 1999 Chi-chi (Taiwan, $M_w=7.7, M_L=7.3$) 2001 El Salvador ($M_w = 7.6$)
Wartman et al. (2006)	2006 Tecomán (Messico, $M_w=7.6$)

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca

CAPITOLO 2 METODI PER L'ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA

2.1. GENERALITÀ

Le metodologie di analisi disponibili per lo studio della stabilità di un'opera in terra rinforzata possono essere classificate in tre gruppi:

- Metodi pseudo-statici
- Metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata)
- Metodi di analisi dinamica avanzata

Tali metodologie differiscono fra loro per la schematizzazione dell'azione sismica (costante o variabile nel tempo), per il modello di comportamento del terreno, per il parametro di riferimento per la valutazione della condizione di stabilità, per l'approccio numerico o analitico utilizzato (equilibrio limite, analisi limite, differenze finite, elementi finiti).

2.2. APPROCCI PSEUDO-STATICI

L'approccio pseudo-statico rappresenta la metodologia più diffusa grazie alla sua semplicità ed ai buoni risultati progettuali che è in grado di fornire. Il termine pseudo-statico indica che l'azione sismica, variabile nel tempo, viene rappresentata come una forza agente staticamente; in questo modo è possibile scrivere le equazioni cardinali della statica senza incorrere nella necessità di inserire un'ulteriore variabile rappresentata dal tempo. La forza sismica è espressa come un'aliquota della forza d'inerzia tramite due coefficienti chiamati coefficiente sismico orizzontale k_h (dovuta alla componente orizzontale del moto sismico) e coefficiente sismico verticale k_v (dovuta alla componente verticale del moto sismico). In particolare, in base al meccanismo di collasso che si vuole verificare si individua un fattore di sicurezza dato dal rapporto fra le azioni stabilizzanti e le azioni instabilizzanti.

2.2.1. Le soluzioni all'equilibrio limite di Cai e Bathurst (1995)

Bathurst e Cai (1995) illustrano nove possibili meccanismi di rottura per il muro in terra rinforzata (Figura 2.1). In essi vengono menzionati anche i meccanismi di rottura classici dei muri a gravità ovvero: la perdita di capacità portante, il ribaltamento e lo scorrimento alla base.

Gli Autori impiegano l'approccio pseudo-statico considerando il muro in terra rinforzata come un corpo rigido, ed utilizzano il ben noto metodo di Mononobe-Okabe per calcolare la spinta attiva sismica. Il metodo di Mononobe-Okabe consente di stimare la spinta attiva agente su una superficie piana inclinata di un angolo ψ , rispetto la verticale, in una massa di terreno omogeneo, asciutto e non coesivo; ed è data da:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) k_{ae} \gamma H^2 \quad (2.1)$$

con:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (2.2)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \quad (2.3)$$

essendo ϕ l'angolo d'attrito del terreno, δ l'angolo d'attrito terreno-muro, β l'inclinazione del muro, i l'inclinazione del terreno a monte, k_h e k_v sono rispettivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticali, espressi come frazione della costante gravitazionale. Per geometrie di muro più complesse e nei casi in cui ci sia un carico applicato a monte, si può determinare per tentativi la superficie di rottura piana al fine di stimare la massima spinta attiva. L'angolo di inclinazione della superficie critica, rispetto l'orizzontale, che determina la spinta attiva è rappresentato in Figura 2.2 ed ha seguente espressione:

$$\alpha_{ae} = \phi - \theta + \tan^{-1} \left[\frac{-A_{AE} + D_{AE}}{E_{AE}} \right] \quad (2.4)$$

dove:

$$A_{AE} = \tan(\phi - \theta - \beta) \quad (2.5)$$

$$D_{AE} = \sqrt{A_{AE}[A_{AE} + B_{AE}]} [B_{AE} D_{AE} + 1] \quad (2.6)$$

$$E_{AE} = 1 + [C_{AE}(A_{AE} + B_{AE})] \quad (2.7)$$

$$B_{AE} = 1 / \tan(\phi - \theta + \psi) \quad (2.8)$$

$$C_{AE} = \tan(\delta + \theta - \psi) \quad (2.9)$$

È conveniente suddividere la forza totale attiva dinamica P_{ac} in due componenti che rappresentano la componente statica, P_a , e la componente di incremento dinamico dovuto agli effetti dell'inerzia sismica ΔP_{dyn} :

$$P_{ac} = P_a + \Delta P_{dyn} \quad (2.10)$$

$$(1 \pm k_v) k_{ae} = k_a + \Delta k_{dyn} \quad (2.11)$$

dove k_a è il coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche, Δk_{dyn} è l'incremento dinamico del coefficiente di spinta attiva. Definita la spinta attiva esercitata dal terreno retrostante il muro, Bathurst e Cai (1995) definiscono i fattori di sicurezza per i diversi meccanismi di rottura riportati in Figura 2.1.

2.2.1.1. Scorrimento alla base (base sliding): analisi all'equilibrio limite

Tra i potenziali meccanismi di rottura globali di un muro in terra rinforzata vi è la traslazione orizzontale lungo la base del muro (Figura 2.3). Note le forze agenti sulla massa potenzialmente instabile, il fattore di sicurezza dinamico è:

$$FS_{bsl} = \frac{\left(\frac{L - L_w}{H} a_2\right) (1 \pm k_v) \tan \phi}{\frac{1}{2} k_{AE} (1 \pm k_v) a_1^2 \cos(\delta - \psi) + k_h \lambda \left(\frac{L - L_w}{H} a_2\right)} \quad (2.12)$$

dove:

$$a_1 = 1 + \frac{L - L_w}{H} \tan \beta \quad (2.13)$$

$$a_2 = 1 + \frac{L - L_w}{2H} \tan \beta \quad (2.14)$$

Con riferimento alla Figura 2.3 si indica con L la lunghezza complessiva del rinforzo comprensivo della larghezza della facciata, con L_w la larghezza degli elementi di facciata e con H l'altezza del muro. Il parametro λ è una costante empirica utilizzata per ridurre artificialmente la forza d'inerzia della massa e viene applicata solo alla parte inerziale dell'equazione 2.12. Si utilizza un valore $\lambda=0.6$ per i muri in terra rinforzata sia con geosintetici sia con strisce di rinforzo metalliche. Il fatto che λ sia minore dell'unità nasce dalla necessità di tenere in conto la natura transitoria dei picchi dell'accelerazione nella massa e nel terreno rinforzato per tener conto dell'asincronismo del moto. I termini a_1 e a_2 sono delle costanti geometriche che tengono conto degli effetti dell'inclinazione del terreno di monte sul calcolo della massa della zona rinforzata di terreno.

2.2.1.2. Ribaltamento (overturning)

Il meccanismo di collasso per ribaltamento rispetto al piede del muro in terra rinforzata, ipotizza che l'intera massa di terreno rinforzato ruoti rigidamente rispetto al piede (Figura 2.4). È necessario conoscere il braccio della forza dinamica, che è calcolato come segue:

$$m = \frac{\frac{1}{3} k_A + \eta [k_{AE}(1 \pm k_v) - k_A]}{k_{AE}(1 \pm k_v)} \quad (2.15)$$

La posizione della forza dinamica è sensibile al valore del parametro η (di solito variabile tra 0,4 e 0,7) ma è poco influenzato al range dell'angolo di interfaccia δ . Il fattore di sicurezza dinamico al ribaltamento è il seguente:

$$FS_{bot} = \frac{\left[\left(\frac{L - L_w}{H} \right)^2 \left(b_2 + \frac{2L_w}{L - L_w} a_2 \right) + \left(\frac{L_w}{H} \right)^2 \right] (1 \pm k_v)}{m k_{AE} (1 \pm k_v) a_1^3 \cos(\delta - \psi) + k_h \lambda \left(\frac{L - L_w}{H} b_1 + \frac{L_w}{H} \right)} \quad (2.16)$$

$$b_1 = a_1 + \frac{1}{3} (a_1 - 1)^2 \quad (2.17)$$

$$b_2 = 1 + \frac{2}{3}(a_1 - 1) \quad (2.18)$$

2.2.1.3. Rottura dei rinforzi (*over-stressing*)

Il meccanismo di rottura del rinforzo è un meccanismo di tipo locale, che si manifesta quando la forza di trazione agente sul rinforzo supera la tensione limite di progetto del rinforzo stesso, T_{allow} ; da ciò la dipendenza dalla variabile z , che indica la profondità del rinforzo rispetto la superficie di monte (Figura 2.5). In questo meccanismo i rinforzi sono soggetti ad una forza di trazione dinamica, F_{dyn} , pari alla somma della spinta attiva dinamica agente nell'area S_v (area di influenza dei geosintetici) e del corrispondente incremento di forza inerziale. Il fattore di sicurezza, dato dal rapporto tra le forze stabilizzanti e le forze instabilizzanti, è:

$$FS_{\text{os}} = \frac{T_{\text{allow}}}{\left[0.8\Delta k_{\text{dyn}} \cos(\delta - \psi) + \left(k_A - 0.6\Delta k_{\text{dyn}} \cos(\delta - \psi) \frac{z}{H} + k_h \frac{L_w}{H} \right) \gamma HS_v \right]} \quad (2.19)$$

Questo fattore di sicurezza varia con la profondità. Dai risultati di questa analisi si osserva che gli strati di rinforzi più bassi sono soggetti ad incrementi di forza maggiori, ciò è dovuto alla distribuzione della spinta attiva che cresce con la profondità. Per questo tipo di meccanismo di collasso, gli autori ipotizzano una distribuzione trapezoidale della spinta attiva, come mostrato in Figura 2.5 sfruttando il coefficiente di spinta statico k_a e il coefficiente di spinta dinamico Δk_{dyn} .

2.2.1.4. Scorrimento interno (*internal sliding*)

Nei muri in terra rinforzata che presentano una facciata con blocchi modulari, è richiesta la verifica nei confronti dello scorrimento orizzontale lungo il piano orizzontale che passa attraverso l'interfaccia terreno-rinforzo e attraverso gli elementi di facciata (Figura 2.6). Dai risultati di prove di taglio su larga scala proposti da Bathurst e Cai (1994) è stato mostrato che la resistenza al taglio, V_u , disponibile lungo l'interfaccia orizzontale negli elementi di facciata può essere descritta con il meccanismo di rottura di Coulomb. Modificando il criterio per tenere in conto il caso di carico dinamico si ottiene:

$$V_u = a_u + W_w (1 \pm k_v) \tan \lambda_u \quad (2.20)$$

con a_u e λ_u parametri che rappresentano rispettivamente la minima capacità a taglio d'interfaccia e l'angolo equivalente di attrito d'interfaccia (non variano nelle condizioni di carico dinamiche o

statiche), W_w è il peso della facciata. Il fattore di sicurezza dinamico contro lo scorrimento interno lungo la superficie orizzontale alla profondità z sotto la cresta del muro è calcolato come:

$$FS_{isl} = \frac{V_u + \left(\frac{L-L_w}{z}\right) a_2 (1 \pm k_v) \tan \phi_{ds}}{\frac{1}{2} k_{AE} (1 \pm k_v) a_1^2 \cos(\delta - \psi) + k_h \lambda \left[\left(\frac{L-L_w}{z}\right) a_2 + \frac{L_w}{z} \right]} \quad (2.21)$$

In questa equazione si assume che la massa critica interna che scorre ha inizio nella parte libera finale dello strato di rinforzo. Il parametro ϕ_{ds} è all'angolo d'attrito d'interfaccia fra il rinforzo in geosintetico ed il terreno rinforzato. Solitamente si assume $\phi_{ds} < \phi$ ma la riduzione nella resistenza allo scorrimento è tipicamente più che compensata dal grande valore del mutuo incastro che si può osservare in molti blocchi del sistema. Comunque, l'effetto combinato di un basso valore di angolo d'attrito, ϕ_{ds} , e di una ridotta resistenza di taglio del blocchetto di facciata, V_w , può produrre un fattore di sicurezza inaccettabilmente troppo basso per cui questo meccanismo di rottura potrebbe essere individuato come meccanismo di routine.

2.2.1.5. Scorrimento di interfaccia (interface shear)

L'influenza della trasmissione del taglio all'interfaccia sulla stabilità della colonna di facciata può essere analizzata trattando la facciata come una trave in cui la pressione laterale integrata deve essere uguale alla somma delle reazioni (Figura 2.7). Ma nel calcolo della forza di taglio all'interfaccia in presenza di carichi dinamici, occorre tenere in conto anche l'effetto dell'inerzia degli elementi di facciata.

L'espressione generale per il fattore di sicurezza contro lo scorrimento d'interfaccia è:

$$FS_{os} = \frac{U}{\left[0.8 \Delta k_{dyn} \cos(\delta - \psi) + (k_A - 0.6 \Delta k_{dyn}) \cos(\delta - \psi) \left(\frac{z}{H} - \frac{S_v}{4h} \right) + k_h \frac{L_w}{H} \right]} \quad (2.22)$$

$$U = \frac{V_u}{\frac{\gamma H S_v}{2}} = \frac{a_u + W_w (1 \pm k_v) \tan \lambda_u}{\frac{\gamma H S_v}{2}} \quad (2.23)$$

I dati mostrano la possibilità che la rottura per scorrimento d'interfaccia sotto un carico dinamico aumenti man mano che ci si avvicina alla cresta del muro. Comunque, l'effetto dell'accelerazione verticale nel calcolo del fattore di sicurezza dinamico diminuisce con l'altezza dell'interfaccia per il caso peggiore in cui la componente della forza sismica verticale agisce verso l'alto. Dai risultati ottenuti dalle analisi sembra potersi dedurre che le zone della facciata non

rinforzata sono suscettibili di rottura per scorrimento. Per cui nei muri con blocchi modulari di facciata in cui il rinforzo è collegato alla facciata con sistemi di aggancio si dispone di una maggiore capacità di resistenza a taglio. Questi sistemi, opposti a quelli che dipendono esclusivamente dalla resistenza di tipo attritivo, sono una scelta da preferire per disporre di adeguato margine di sicurezza contro lo scorrimento d'interfaccia.

2.2.1.6. Ribaltamento interno (*toppling*)

Il fenomeno del ribaltamento (Figura 2.8) nei muri in terra rinforzata può manifestarsi non solo rispetto al piede del muro, ma anche rispetto al vertice di un generico elemento di facciata. Per cui si rende necessaria la stima di un coefficiente di sicurezza. I momenti destabilizzanti si manifestano rispetto il piano di quota dei rinforzi. L'espressione del fattore di sicurezza riportato di seguito per il ribaltamento locale rispetto la strato di rinforzo j -esimo non è altro che l'estensione del fattore adottata dalla NCMA (Simac et al. 1993) al campo dinamico:

$$FS_{\text{lot}} = \frac{M_r(1 \pm k_v) + \sum_{i+1}^N F_C^i Y_C^i}{\left[\frac{1}{6} k_A \cos(\delta - \psi) \frac{z}{H} + \left(0.4 - 0.1 \frac{z}{H} \right) \Delta k_{\text{dyn}} \cos(\delta - \psi) + \left(\frac{1}{2} k_h \frac{L_w}{H} \right) \gamma H z^2 \right]} \quad (2.24)$$

dove: M_r è il momento statico di ribaltamento dovuto al peso proprio dell'elemento di facciata rispetto al piede dell'elemento di facciata; N è il numero totale di rinforzi. La sommatoria $\sum_{i+1}^N F_C^i Y_C^i$ rappresenta il momento resistente dovuto alla capacità di connessione degli strati di rinforzi, F_C^i , e i loro corrispondenti bracci, Y_C^i , dal punto di rotazione.

Si è osservato che la parte di facciata non supportata in prossimità della cresta del muro è la parte più critica. Comunque gli effetti della magnitudo e dell'orientamento della componente verticale sulla porzione superiore del muro, sono significativi per valori del coefficiente sismico superiori a 0.3. Solitamente i progettisti tendono a massimizzare la parte superiore di terreno non rinforzato del muro per ridurre la quantità di rinforzo nella struttura in terra. Questa strategia potrebbe comportare bassi margini di sicurezza rispetto al toppling in condizioni dinamiche. Mentre per minimizzare la possibilità che si verifichi il problema del ribaltamento interno, è necessario disporre dei rinforzi nella zona più vicina alla cresta del muro in modo tale che questi strati abbiano un'adeguata capacità di connessione in facciata.

2.2.2. Soluzioni pseudo-statiche ottenute con l'analisi limite

Il metodo pseudo-statico può essere applicato allo studio di stabilità di un'opera in terra rinforzata anche utilizzando l'approccio all'analisi limite ovvero applicando il Teorema dell'estremo

superiore secondo il quale: se è possibile individuare un meccanismo di collasso compatibile, tale che il lavoro delle forze esterne sia uguale all'energia dissipata degli sforzi interni, si verifica la rottura (cioè le forze esterne rappresentano un limite superiore del carico di collasso).

L' applicazione dei teoremi della teoria generalizzata della perfetta plasticità (Drucker, Prager and Greenberg, 1952) per i problemi di stabilità nei meccanismi del terreno è stata mostrata con promettenti risultati. I primi esempi tipici risalgono alla metà del secolo scorso ed includono la stabilità dei pendii (Drucker and Prager, 1952; Drucker, 1953), la capacità portante delle fondazioni (Shield, 1954; 1955; Cox, Eason and Hopkins, 1961; Chen, 1969) e la spinta del terreno sui muro in terra rinforzata (Chen, 1968; Finn, 1968). L'approccio è basato sull'assunzione che il reale terreno si deformerà in accordo alla legge di flusso associata con la condizione di snervamento di Coulomb. Ma tale assunzione, quando applicata ai problemi di stabilità nei meccanismi di un terreno per il quale esistono già soluzioni soddisfacenti, fornisce soluzioni che sono in buono accordo con i risultati ottenuti dalle analisi all'equilibrio limite (e.g. Terzaghi, 1943).

Nel paragrafi successivi verranno esposti alcuni meccanismi di collasso per i muri in terra rinforzata analizzati utilizzando il metodo pseudo-statico l'analisi limite.

2.2.2.1. Meccanismo di rottura di tipo rotazionale

Rispetto ai metodi esposti sinora il meccanismo di tipo rotazione riguarda la rottura del terreno e la conseguente instabilità dovuta alla formazione di una superficie di scorrimento che si sviluppa per l'intera altezza del muro. Verranno esposte le formulazioni proposte da due gruppi di autori che presentano delle diversità legate alla differente distribuzione dei geosintetici ed agli effetti della coesione.

2.2.2.1.1. Le soluzioni di Michalowsky e You (2000)

Il meccanismo considerato richiede di essere cinematicamente ammissibile, ovvero la deformazione associata ad esso deve essere coerente con le condizioni cinematiche al contorno e compatibile con la legge di flusso del terreno, che di solito si assume di tipo associato. Spesso la legge di flusso associato viene criticata per la sua incapacità di tenere in conto degli effetti di dilatanza del terreno, la sua scelta per un materiale perfettamente plastico non influenza i carichi limite nello stesso modo che per terreni che mostrano un comportamento contraente o dilatante. Poiché la legge di flusso associato prevede la dilatanza nei terreni granulari, la superficie di scorrimento in un meccanismo rotazionale può essere rappresentato da una spirale logaritmica

(Figura 2.9). La geometria della superficie di rottura è descritta dall'equazione della spirale logaritmica:

$$r=r_0e^{(\theta-\theta_0)\tan\varphi} \quad (2.25)$$

con φ angolo di resistenza al taglio del terreno, r_0 raggio della spirale logaritmica correlato all'angolo θ_0 . La resistenza del rinforzo k_t è descritta del suo valore medio lungo l'altezza del muro ed è data da:

$$k_t = \frac{nT_t}{H} \quad (2.26)$$

dove n è il numero dei rinforzi, T_t è la resistenza a trazione del singolo rinforzo. Il parametro k_t è un valore medio, e non implica che esso sia distribuito uniformemente lungo l'altezza del muro. L'ammissibilità cinematica richiede che il vettore di discontinuità della velocità lungo la spirale sia inclinato rispetto ad esso di φ , il che sta ad indicare la tendenza del terreno a dilatarsi lungo la superficie di rottura. L'ampiezza del vettore velocità è:

$$v=\dot{\omega}r_0e^{(\theta-\theta_0)\tan\varphi} \quad (2.27)$$

dove $\dot{\omega}$ è la velocità angolare del blocco di terreno instabile. In condizioni statiche si suppone che il terreno rinforzato si stabile. Soggetto ad un'azione sismica, il terreno si instabilizza quando l'accelerazione sismica supera un valore critico. Si considera solamente il contributo della componente orizzontale dell'azione sismica.

Il lavoro compiuto dal peso proprio del terreno rinforzato che ruota come un blocco rigido rispetto il punto O è:

$$\dot{W}_\gamma = \gamma r_0^3 \dot{\omega} (f_1 - f_2 - f_3) \quad (2.28)$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno e i coefficienti f_i sono funzioni di β , θ_h , θ_0 , φ . I coefficienti f_i , forniti per la prima volta da Chen et al. (1969), hanno le seguenti espressioni:

$$f_1 = \frac{1}{3(1+9\tan^2\varphi)} \left[(3\tan\varphi\cos\theta_h + \sin\theta_h)e^{3(\theta_h-\theta_0)\tan\varphi} - 3\tan\varphi\cos\theta_0 - \sin\theta_0 \right] \quad (2.29)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{B}{r_0} \left(2\cos\theta_0 - \frac{B}{r_0} \right) \sin\theta_0 \quad (2.30)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \frac{H \sin(\beta + \theta_h)}{r_0 \sin \beta} \left(2 \cos \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} + \frac{H}{r_0} \cot \beta \right) e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \quad (2.31)$$

dove:

$$\frac{B}{r_0} = \frac{1}{\sin \theta_h} \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{H \sin(\beta + \theta_h)}{r_0 \sin \beta} \right] \quad (2.32)$$

$$\frac{H}{r_0} = \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0 \quad (2.33)$$

Una volta che il blocco di terreno è in moto, entra in conto anche il lavoro compiuto dalle forze interne \dot{W}_s :

$$\dot{W}_s = k \gamma r_0^3 \dot{\omega} (f_1^s - f_2^s - f_3^s) \quad (2.34)$$

dove k è il coefficiente sismico che rappresenta la componente orizzontale dell'accelerazione. I coefficienti f_1^s , furono sviluppati da Chang et al. (1984):

$$f_1^s = \frac{1}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} \left[(3 \tan \varphi \sin \theta_h - \cos \theta_h) e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 3 \tan \varphi \sin \theta_0 + \cos \theta_0 \right] \quad (2.35)$$

$$f_2^s = \frac{1}{6} \frac{B}{r_0} \sin^2 \theta_0 \quad (2.36)$$

$$f_3^s = \frac{1}{6} \frac{H \sin(\beta + \theta_h)}{r_0 \sin \beta} \left(2 \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \frac{H}{r_0} \cot \beta \right) e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \quad (2.37)$$

I rinforzi si deformano plasticamente quando il terreno raggiunge lo stato limite, ed il lavoro compiuto dal flusso plastico dei rinforzi dipende proprio dalla loro distribuzione. Si è assunto che i rinforzi abbiano tutti la stessa resistenza e che abbiano una spaziatura variabile così che globalmente si possa assumere che la distribuzione della resistenza con l'altezza del muro sia uniforme in particolare di tipo triangolare. Il lavoro dei rinforzi è dato da:

$$\dot{D}_t = \frac{1}{3} k_t r_0^2 \dot{\omega} \left(2 \sin^2 \theta_h e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0 \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin^2 \theta_0 \right) \quad (2.38)$$

Mentre nel caso di rinforzi uniformemente spazati, per i quali si può assumere che k_t sia uniforme su tutta l'altezza del muro, l'espressione dell'energia dissipata dai rinforzi è:

$$\dot{D}_t = \frac{1}{2} k_t r_0^2 \dot{\omega} (\sin^2 \theta_h e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin^2 \theta_0) \quad (2.39)$$

È possibile considerare anche il contributo dato dalla coesione, c , dovuto alla piccola percentuale di fine presente nel terreno rinforzato:

$$\dot{D}_c = \frac{c r_0^2 \dot{\omega}}{2 \tan \varphi} (e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 1) \quad (2.40)$$

Il muro sarà in equilibrio limite se il coefficiente sismico ricercato è quello critico. L'equazione di bilancio dei lavori è:

$$\dot{W}_\gamma + k_c \gamma r_0^3 \dot{\omega} (f_1^s - f_2^s - f_3^s) = \dot{D}_t + \dot{D}_c \quad (2.41)$$

e l'accelerazione critica risulta:

$$k_c = \frac{\dot{D}_t + \dot{D}_c - \dot{W}_\gamma}{\gamma r_0^3 \dot{\omega} (f_1^s - f_2^s - f_3^s)} \quad (2.42)$$

ovvero:

$$k_c = \frac{\frac{1}{3} \left(\frac{k_t}{\gamma H} \right) \left(\frac{H}{r_0} \right) (2 \sin^2 \theta_h e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0 \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin^2 \theta_0)}{(f_1^s - f_2^s - f_3^s)} + \dots \quad (2.43)$$

$$\dots + \frac{\frac{1}{2 \tan \varphi} \left(\frac{c}{\gamma H} \right) \left(\frac{H}{r_0} \right) (e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 1) - (f_1 - f_2 - f_3)}{(f_1^s - f_2^s - f_3^s)}$$

Minimizzando l'equazione rispetto le variabili θ_h , θ_0 si risale al cinematico critico.

2.2.2.1.2. La soluzione di Ausilio, Conte e Dente (2000)

Ausilio et al. (2000) utilizzano il teorema cinematico dell'analisi limite per calcolare sia le forze richieste per mantenere la stabilità sia l'accelerazione critica del pendio rinforzato con un numero discreto di rinforzi. L'applicabilità del teorema richiede che il terreno si deformerà plasticamente in accordo con la legge della normalità del flusso associato con la condizione di rottura di Coulomb. Vengono ignorati gli effetti dovuti all'aumento delle sovrappressioni interstiziali e alla riduzione delle rigidità del terreno. L'analisi viene condotta ipotizzando un terreno omogeneo e non coesivo, con rinforzi in numero finito e della stessa lunghezza. Per quando riguarda il contributo dato dai rinforzi si conteggia la componente di taglio. Il meccanismo rotazionale

ipotizza una rotazione rigida rispetto il centro O. L'equazione della superficie logaritmica è (Figura 2.10):

$$r=r_0e^{(\theta-\theta_0)\tan\varphi} \quad (2.44)$$

Per cui il meccanismo è completamente definito da tre parametri: l'altezza del pendio H, e gli angoli θ_h e θ_0 . Il lavoro compiuto dalla forza peso e dalla forza d'inerzia è:

$$\dot{W}=\gamma r_0^3 \dot{\omega}(f_1-f_2-f_3)+k_h \gamma r_0^3 \dot{\omega}(f_4-f_5-f_6) \quad (2.45)$$

dove f_i sono funzioni dipendenti da θ_h , θ_0 , φ e β . L'energia dissipata durante il meccanismo di rotazione dai rinforzi è:

$$\dot{D}=\dot{\omega}r_0 \sum_{i=1}^n T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i}{r_0} \right) \quad (2.46)$$

dove z_i è la profondità dell' i-esimo rinforzo, n sono il numero di rinforzi, T_i è la forza dell'i-esimo rinforzo per unità di profondità. In particolare si assume che:

$$T_i = \min[T_u, T_p] \quad (2.47)$$

con T_u resistenza a trazione del rinforzo e T_p forza di sfilamento descritta dalla relazione:

$$T_p = 2\gamma z_i l_i \mu \tan \varphi \quad (2.48)$$

Il coefficiente μ è coefficiente di sfilamento terreno-rinforzo che varia solitamente nel range $0.7 \div 1$. Come suggerito da Ling et al. (1997), l'espressione della forza totale dei rinforzi in forma adimensionale è:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{(1/2)\gamma H^2} \quad (2.49)$$

Il lavoro compiuto dai rinforzi durante la rotazione può essere espresso come:

$$\dot{D}=\dot{\omega}r_0 K \gamma \sum_{i=1}^n z_i d_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i a}{r_0} \right) \quad (2.50)$$

dove:

$$a = \frac{H}{r_0} = \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0 \quad (2.51)$$

Il teorema cinematico può essere applicato per calcolare il limite superiore dell'accelerazione critica per il meccanismo di rottura a spirale logaritmica:

$$k_y = \frac{K \sum_{i=1}^m [z_i d_i (\sin \theta_0 + (z_i a / H))] - (H^2 / a^2) (f_1 - f_2 - f_3)}{(H^2 / a^2) (f_4 - f_5 - f_6)} \quad (2.52)$$

L'accelerazione critica è calcolata ipotizzando che il suo valore nella direzione superiore sia talmente grande che non ci siano movimenti in quella direzione. Il coefficiente sismico critico orizzontale è ottenuto minimizzando k_y rispetto θ_h e θ_0 . Inoltre si suppone che gli strati di rinforzo siano fermamente ancorati al terreno. Quando la forza sismica cresce, la superficie critica si espande, per cui alcuni rinforzi, collocati nella parte superiore, possono risultare interamente inglobate nella superficie di scorrimento se la loro lunghezza non è adeguata. In questa circostanza occorre tenere in considerazione solamente il contributo degli strati inferiori che vengono inglobati nella superficie di scorrimento:

$$k_y = \frac{\frac{T_u}{\gamma} \sum_{i=1}^m (\sin \theta_0 + (z_i a / H)) - (H^2 / a^2) (f_1 - f_2 - f_3)}{(H^2 / a^2) (f_4 - f_5 - f_6)} \quad (2.53)$$

dove m è il numero di strati di rinforzi che interagiscono con la superficie di scorrimento e che assicurano la stabilità del pendio, che può essere valutato come:

$$m T_u = \sum_{i=1}^n T_i \quad (2.54)$$

Le espressioni delle funzioni f_i si trovano in molti lavori, come Chang (1984), le loro espressioni sono le seguenti:

$$f_1 = \frac{1}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} [(3 \tan \varphi \cos \theta_h + \sin \theta_h) e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 3 \tan \varphi \cos \theta_0 - \sin \theta_0] \quad (2.55)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \sin \theta_0 \quad (2.56)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \left(\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \right) \left(\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \right) e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \quad (2.57)$$

$$f_4 = \frac{1}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} \left[(3 \tan \varphi \sin \theta_h - \cos \theta_h) e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 3 \tan \varphi \sin \theta_0 + \cos \theta_0 \right] \quad (2.58)$$

$$f_5 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \sin^2 \theta_0 \quad (2.59)$$

$$f_6 = \frac{1}{6} \left(\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \right) \left(\sin \theta_0 + \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \right) e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \quad (2.60)$$

$$\frac{L}{r_0} = \left[\frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin \theta_h} - a \frac{\sin(\theta_h + \beta)}{\sin \theta_h \sin \beta} \right] \quad (2.61)$$

Scrivendo l'equazione di equilibrio della massa nel caso di meccanismo di collasso di tipo rotazionale, il coefficiente sismico orizzontale risulta:

$$k_y = \frac{\frac{T_u}{\gamma} \sum_{i=1}^m (\sin \theta_0 + (z_i a / H)) - (H^2 / a^2) (f_1 - f_2 - f_3)}{(H^2 / a^2) (f_4 - f_5 - f_6)} \quad (2.62)$$

2.2.2.2. Meccanismo di scorrimento piano

Fra i meccanismi di collasso di tipo traslazionale vi è il meccanismo di scorrimento piano, ovvero il piano di rottura è rappresentato da un piano che passa per il piede del muro. Di seguito si riportano due metodologie di analisi condotte utilizzando l'analisi limite da Ausilio et al. (2000) per un muro in terra rinforzata, e da Michalowski (2002) per un pendio. Questo secondo studio viene qui riportato anche se non correlato ad un muro in terra rinforzata in quanto tiene conto del fatto non sempre la legge di flusso associata è indicata per un dato materiale e quindi mostra in maniera semplice come si può intervenire in tal senso.

2.2.2.2.1. La soluzione di Ausilio et al. (2000)

Nel meccanismo di rottura piana la massa di terreno rinforzata trasla come un blocco rigido (Figura 2.11) con velocità V ; il meccanismo è descritto da due variabili: l'altezza del muro H , e l'angolo di inclinazione Ω della superficie di scorrimento.

Il lavoro speso dalla massa di terreno e dalla rispettiva forza inerziale è:

$$\dot{W} = GV \sin(\Omega - \varphi) + k_h GV \cos(\Omega - \varphi) \quad (2.63)$$

dove G è il peso del cuneo di terreno:

$$G = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\beta - \Omega)}{\sin \beta \sin \Omega} \quad (2.64)$$

Mentre il lavoro speso dai rinforzi è:

$$\dot{D} = V \cos(\Omega - \varphi) K \gamma H^2 \quad (2.65)$$

con:

$$K = \frac{\sum T_i}{(1/2) \gamma H^2} \quad (2.66)$$

Il coefficiente sismico nella direzione dello scorrimento per il generico cinematismo è quindi:

$$k_c = K \frac{\sin \Omega \sin \beta}{\sin(\Omega - \beta)} - \tan(\Omega - \varphi) \quad (2.67)$$

il suo valore minimo, ovvero il coefficiente di accelerazione critico, si ricava sostituendo a Ω il valore dato dall'espressione:

$$\Omega = \tan^{-1} \left\{ \frac{\tan \beta \left[-K \tan \beta \tan \varphi - \tan^2 \varphi - 1 \sqrt{K(\tan^2 \varphi - 1)(1 + \tan \varphi \tan \beta)^2} \right]}{K \tan^2 \beta \tan^2 \varphi - \tan^2 \varphi - 1} \right\} \quad (2.68)$$

Il coefficiente sismico critico sarà quindi:

$$k_c = K \frac{\sin \Omega \sin \beta}{\sin(\beta - \Omega)} - \tan(\Omega - \varphi) \quad (2.69)$$

2.2.2.2.2. La soluzione di Michalowski (2007)

Il meccanismo di scorrimento lungo una superficie piana passante per il piede del muro in terra rinforzata può essere studiato impiegando l'analisi limite ma eliminando l'ipotesi di flusso associato. Un esempio di tale studio è fornito da Michalowski (2007). Il meccanismo di collasso analizzato con un'analisi limite si considera essere incipiente e definite delle velocità ammissibili per quel meccanismo esse sono solamente indicative della tendenza della struttura di deformarsi nell'istante in cui il terreno inizia a muoversi. Queste velocità non possono essere integrate nel tempo per ottenere gli spostamenti reali. In questo senso, il campo di velocità ammissibile diventa parte del metodo, analogamente agli spostamenti virtuali usati nel principio dei lavori virtuali applicati al sistema di un corpo rigido. Solitamente il metodo pseudo-statico all'analisi limite viene applicato nell'ipotesi che la legge di flusso sia di tipo associato (o normale) lungo la superficie di snervamento. Il termine normale nasce da una proprietà geometrica della legge di potenziale dove il vettore di deformazione è perpendicolare (o normale). Ma quando una sabbia densa è soggetta a taglio, manifesta simultaneamente un cambiamento volumetrico per la dilatanza. Questi cambiamenti, quando descritti dalla legge di flusso con la condizione di rottura di Mohr-Coulomb, tende a sovrastimare la reale dilatanza. Drescher and Detournay (1993) suggeriscono di applicare l'approccio cinematico anche nel caso di legge di flusso non associato, provvedendo però ad una correzione della proprietà del terreno in termine di angolo di resistenza al taglio e della coesione. Sulla base di tali considerazioni Michalowski (2002) analizza il meccanismo di scorrimento piano nel caso di legge di flusso non associato (figura 2.12) ottenendo l'espressione del coefficiente critico orizzontale:

$$k_y = \frac{c^*}{\gamma H} \frac{2 \sin \beta \cos \phi^*}{\sin(\beta - \alpha) \cos(\alpha - \phi^*)} - (1 - k_v) \tan(\alpha - \phi^*) \quad (2.70)$$

in cui c^* , ϕ^* indicano la coesione e l'angolo di resistenza al taglio corretti nel caso di flusso non associato, l'equazione è pertanto valida anche nel caso di flusso associato solo che i parametri di resistenza del terreno sono quelli ricavati dalla prove di laboratorio. Nell'equazione 2.70 si può notare la presenza della componente verticale del moto sismico (k_v); annullando tale componente si ottiene la formulazione proposta da Chang et al. (1984)

2.2.2.3. Meccanismo di scorrimento diretto

Fra i meccanismi di tipo traslativo da esaminare si ritrova quello per scorrimento diretto o alla base, in cui si ha il moto relativo fra due blocchi solitamente rappresentati da un cuneo in spinta posto a tergo del terreno rinforzato ed il blocco in terra rinforzato.

2.2.2.3.1. La soluzione di Michalowski et al. (2000)

Nella fase di progettazione di un muro in terra rinforzata, per quanto concerne i rinforzi, oltre le loro resistenze, occorre stimare la loro lunghezza che può essere determinata in modo tale che il meccanismo di pullout o di scorrimento diretto non diventino più probabili del collasso associato alla rottura per trazione del rinforzo. Michalowski et al. (2000) affermano che il criterio per la determinazione della lunghezza dei rinforzi potrebbe comportare, per il meccanismo rotazionale, che alcuni rinforzi siano soggetti allo sfilamento ed altri alla rottura per trazione, oppure la lunghezza potrebbe essere controllata dallo scorrimento diretto rispetto uno dei rinforzi. È necessario definire i calcoli per entrambi i meccanismi e poi adottare quello che fornisce la lunghezza maggiore. Di conseguenza, gli spostamenti andranno calcolati rispetto al meccanismo che ha determinato la lunghezza dei rinforzi. La tecnica classica del “blocco scorrevole” considera solamente un unico blocco, mentre il meccanismo di scorrimento diretto utilizza due blocchi. Basandosi sul parallelogramma delle velocità riportato in Figura 2.11, il rapporto fra le velocità V_1 e V_2 dei due blocchi è:

$$A = \frac{V_1}{V_2} = \frac{\sin(\delta - \varphi - \varphi_w)}{\sin(\delta + \alpha - 2\varphi)} \quad (2.71)$$

dove δ e α sono mostrati in figura, e φ_w è l'angolo d'attrito fra il suolo ed il rinforzo. L'equazione di bilancio dei lavori compiuti dalle forze agenti durante il meccanismo di scorrimento diretto quando la condizione critica è raggiunta per la prima volta ($k=k_c$) è la seguente:

$$\dot{W}_y^1 + \dot{W}_y^2 + k_{cg}[m_1 V_1 \cos(\alpha - \varphi) + m_2 V_2 \cos \varphi_w] = \dot{D}_t \quad (2.72)$$

dove \dot{W}_y^1 e \dot{W}_y^2 sono i lavori compiuti, rispettivamente, dal blocco 1 e 2, \dot{D}_t è il lavoro speso dai rinforzi il processo di incipiente collasso, mentre m_1 e m_2 sono la massa dei due blocchi. L'espressione di k_c risulta:

$$k_c = \frac{\dot{D}_t - \dot{W}_y^1 - \dot{W}_y^2}{g[m_1 V_1/V_2 \cos(\alpha-\varphi) + m_2 \cos \varphi_w]} \quad (2.73)$$

2.2.2.3.2. La soluzione di Ausilio et al. (2000)

Nelle analisi di scorrimento diretto, la massa di terreno è considerata come un corpo rigido che trasla verso l'esterno sopra lo strato più basso del rinforzo quando l'accelerazione sismica supera il valore critico per lo scorrimento. Il meccanismo è costituito da due cunei (cuneo A e B) separati da una superficie piana di rottura. Esso è definito geometricamente dall'altezza del muro H, dalla lunghezza totale dei rinforzi, e dagli angoli (α, β) che le superficie piane di rottura formano con l'orizzontale.

Vanno distinti due possibili situazioni: la prima (Figura 2.12) è quella in cui $\beta = \beta'$, quindi il cuneo A si sposta con la stessa velocità V_0 del cuneo B; il secondo caso (Figura 2.13) in cui risulta $\beta' > \beta$.

Nel primo caso, il bilancio energetico fornisce:

$$G_A V_0 \sin(\alpha-\varphi) + k_y G_A V_0 \cos(\alpha-\varphi) - G_B V_1 \sin \delta + k_y G_B V_1 \cos \delta = 0 \quad (2.74)$$

dove G_A e G_B sono i pesi dei due cunei, δ è l'angolo d'attrito rinforzo –terreno alla base del cuneo B; si è assunto $\tan \delta = C \tan \varphi$. Inoltre il rapporto tra le velocità dei due blocchi è dato da:

$$\frac{V_1}{V_0} = \frac{\sin(\beta+2\varphi-\alpha)}{\sin(\beta+\delta+\varphi)} \quad (2.75)$$

Dopo opportune sostituzioni, si perviene all'espressione del coefficiente sismico critico:

$$k_y = \frac{G_B \frac{V_1}{V_0} \sin \delta - G_A \sin(\alpha-\varphi)}{G_A \cos(\alpha-\varphi) + G_B \frac{V_1}{V_0} \cos \delta} \quad (2.76)$$

Il valore critico si ottiene minimizzando l'espressione di k_y . Con G_A e G_B si indicano i pesi dei due blocchi di terreno.

Mentre nel secondo caso, l'energia dissipata dai rinforzi è:

$$\dot{D} = V_1 \sin \delta \sum_{i=1}^p T_i \quad (2.77)$$

dove p è il numero di rinforzi intersecati dal piano di scorrimento interno. Il coefficiente sismico critico è:

$$k_c = \frac{\frac{G_B \sin(\beta + 2\varphi - \alpha)}{\sin(\beta + \delta + \varphi)} \sin \delta - G_A \sin(\alpha - \varphi) + \frac{\sin(\beta + 2\varphi - \alpha)}{\sin(\beta + \delta + \varphi)} \cos \delta \sum_{i=1}^p T_i}{G_A \cos(\alpha - \varphi) + \frac{G_B \sin(\beta + 2\varphi - \alpha)}{\sin(\beta + \delta + \varphi)} \cos \delta} \quad (2.78)$$

In questo caso accorrerà a minimizzare rispetto a α e β' .

2.3. ANALISI PRESTAZIONALE CON IL METODO DEGLI SPOSTAMENTI

I metodi pseudo-statici hanno un forte limite connesso al fatto di considerare tutte le azioni agenti, comprese le forze sismiche, come azioni statiche che pertanto si mantengono costanti nel tempo; in realtà durante un evento sismico le forze d'inerzia variano in base all'accelerazione sismica. Inoltre l'azione pseudo-statica equivalente viene espressa in funzione di un coefficiente sismico orizzontale ed un verticale (k_h e k_v) che vengono correlati all'accelerazione di picco, ma la risposta di un corpo in terra ad un evento sismico dipende anche dalla massima accelerazione sismica, dalla durata e dal contenuto in frequenza dell'accelerogramma. Impiegando il metodo pseudo-statico, la stabilità dell'opera in terra rinforzata viene espressa in termini di fattore di sicurezza che deve risultare sempre superiore ad 1. In questo modo però non si può escludere che l'opera in terra rinforzata non subisca spostamenti e in tal caso non si può neanche valutare l'entità di tali spostamenti.

Le recenti normative nazionali ed internazionali hanno apportato delle modifiche sostanziali introducendo una progettazione di tipo prestazionale, in cui si richiede che l'opera da progettare mantenga un determinato livello di funzionalità in base allo stato di progetto da verificare (es. stato di esercizio, stato limite ultimo, stato limite di danno). In base al tipo di opera, si dovrebbe conoscere la grandezza fisica descrittiva della sua funzionalità. Nel caso dei muri in terra rinforzata gli spostamenti permanenti sono la grandezza che meglio identifica la funzionalità dell'opera.

Pertanto i metodi agli spostamenti consentono di condurre una progettazione di tipo prestazionale sui muri in terra rinforzata. Tali metodi sono stati sviluppati a partire dal metodo del blocco rigido di Newmark (1965) il quale schematizzò la massa di un pendio instabile, a seguito delle forze d'inerzie generate da un accelerogramma, in un blocco che scorre su di un piano quando le forze resistenti vengono superate dalle forze instabilizzanti. Gli spostamenti permanenti vengono valutati integrando due volte l'accelerogramma rispetto ad una soglia

rappresentata dall'accelerazione critica. Ciò non comporta oneri computazionali eccessivi, e ciò spiega anche il notevole sviluppo di questo metodo.

Ling et al. (1995, 1997) e Ling e Leshchinsky (1998), hanno studiato le opere realizzate con la tecnica del risvolto in facciata, esaminando diversi meccanismi di collasso. In particolare, in merito al meccanismo di collasso per scorrimento diretto (Figura 2.16) si ipotizza che la massa instabile sia costituita da due blocchi rigidi in cui il blocco A è individuato per tentativi ricercando la configurazione cui compete il minimo valore di $k_{h,y}$. Oltre all'espressione di $k_{h,y}$ la soluzione consta di una serie di abachi per la valutazione della lunghezza minima da assegnare al primo livello di rinforzo per prevenire il collasso dell'opera per scorrimento diretto. Nel meccanismo di collasso viene considerata la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia.

Gli spostamenti permanenti possono essere valutati considerando la componente verticale della forza d'inerzia costante ($k_v = \lambda k_h$) oppure variabile in funzione dell'accelerogramma ($k_v(t)$). Per cui l'accelerazione che compete al blocco B, nei due casi sarà:

$$\ddot{x} = g(1 + \lambda C_{ds} \tan \phi)(k_h - k_{hy}) = gF_v(k_h - k_{hy}) \quad (2.79)$$

$$\ddot{x} = g(k_h - k_{hy}) \quad (2.80)$$

Nel caso in cui $k_v = \text{cost}$ nell'equazione del moto compare un fattore F_v che apporta una correzione allo spostamento permanente finale determinato con l'integrazione alla Newmark e dipende dal rapporto $k_v/k_h = \lambda$, dall'angolo di resistenza a taglio del terreno e dal rapporto fra la resistenza a taglio terreno-geosintetico e la resistenza del terreno. L'effetto della componente verticale dell'accelerazione sismica risulta influenzare il comportamento del sistema solo in presenza di concomitanti elevati valori dell'accelerazione orizzontale ($k_{h,max} > 0.2$) (Ling e Leshchinsky, 1998); le analisi, tuttavia, tengono conto dell'effetto di k_v su $k_{h,c}$ e anche di un fattore di forma F_v ma ipotizzano nel calcolo degli spostamenti permanenti che nel caso di k_v variabile nel tempo, l'accelerazione critica orizzontale una volta raggiunto un valore inferiore rispetto all'istante precedente non possa più recuperare.

Ling (2001) propone diverse espressioni per il calcolo del coefficiente sismico critico orizzontale (comprensivo della componente verticale) e dei rispettivi coefficienti correttivi per il calcolo egli spostamenti nel caso di meccanismo rotazionale e di meccanismo di scorrimento diretto per un muro in terra rinforzata, ma anche per il caso di un blocco che scorre su di un piano inclinato e di un blocco di roccia.

Con riferimento alle opere con paramento in blocchi modulari prefabbricati, Cai e Bathurst (1996), utilizzando il metodo dell'equilibrio limite, hanno esaminato i meccanismi di scorrimento diretto (Figura 2.3), di scorrimento lungo un generico livello di rinforzo (Figura 2.6) e di scorrimento degli elementi di facciata (Figura 2.7) fornendo soluzioni analitiche e abachi per valutare $k_{h,c}$. Nelle analisi la spinta sismica è valutata utilizzando l'espressione di Mononobe-Okabe assumendo, però, una distribuzione delle pressioni congruente con i risultati di alcuni studi sperimentali. Gli spostamenti permanenti sono valutati partendo dalla teoria del blocco scorrevole di Newmark (1965). In particolare Cai e Bathurst (1996 b) riformulano una serie di modelli previsionali degli spostamenti basati su un termine di spostamento adimensionalizzato, e facendo riferimento all'accelerazione di picco ($k_m g$) e alla velocità di picco (v_m) come parametri caratteristici dell'evento sismico. Gli autori ottengono una relazione fra il parametro di spostamento adimensionale ($d/v_m^2/k_m g$) e l'accelerazione critica $k_{h,c}/k_m$. Tali relazioni consentono di stimare un ordine di grandezza per gli spostamenti attesi (Figura 2.17).

Michalowski (1998) e Michalowski e You (2000) propongono un'analisi agli spostamenti per il meccanismo di scorrimento interno di tipo rotazionale e per il meccanismo di scorrimento diretto per opere realizzate con la tecnica del risvolto in facciata. Nel paragrafo precedente è stato esposto in dettaglio come gli Autori individuano la superficie di rottura e il corrispondente coefficiente critico orizzontale impiegando il metodo pseudo-statico all'analisi limite. In particolare, la condizione di compatibilità cinematica utilizzata nel meccanismo di scorrimento diretto consente di ricondurre l'analisi del sistema a due blocchi a quella di un sistema monoblocco caratterizzato, però, da un fattore di forma C_w dipendente dalla geometria e dalle proprietà meccaniche dell'intero sistema terreno-rinforzi. In tal modo, eseguendo analisi agli spostamenti per lo schema di blocco rigido su un piano orizzontale ($C_w = 1$), le componenti orizzontali e verticali degli spostamenti di ciascun blocco possono poi essere valutate amplificando il risultato ottenuto mediante il reale valore C_w che caratterizza il sistema terreno-rinforzi e mediante la relazione di compatibilità cinematica che lega le componenti di spostamento di ogni blocco (Figura 2.15). Analogo procedimento viene condotto per il meccanismo di collasso rotazionale lungo una spirale logaritmica fornendo il corrispondente fattore correttivo per la stima dello spostamento permanente.

Utilizzando il teorema cinematico dell'analisi limite, Ausilio et al. (2000), hanno fornito le espressioni del coefficiente sismico critico $k_{h,c}$ per i tre meccanismi di collasso descritti nelle Figure 2.10 2.15 2.16 e relativamente al meccanismo rotazionale anche il fattore correttivo per gli spostamenti permanenti. Per ciascun meccanismo di collasso viene descritta una procedura per la determinazione del cinematismo critico caratterizzato dal minimo valore di $k_{h,c}$. Per le

configurazioni critiche gli autori forniscono abachi per la valutazione di $k_{h,c}$ e della lunghezza minima che deve caratterizzare il rinforzo. Il lavoro è, poi, completato da una serie di confronti che mostrano il buon accordo tra le soluzioni proposte e le soluzioni di Ling et al. (1997) e Michalowski (1998b).

Più recentemente Huang et al. (2003) hanno proposto una versione modificata del metodo dei due cunei (Figura 2.18 a) per tenere conto della presenza del paramento di facciata e dell'effetto che possono avere le caratteristiche del paramento e le resistenze della giunzione rinforzo-facciata sul meccanismo di collasso dell'opera. La procedura per la valutazione degli spostamenti permanenti tiene conto di condizioni di compatibilità cinematica tra i blocchi (Figura 2.18 b) e consente di valutare componenti orizzontali e verticali degli spostamenti di ciascun blocco. Aspetto peculiare della soluzione proposta è che, mediante opportune ipotesi sulla resistenza degli elementi di facciata e sulla resistenza della giunzione rinforzo-facciata, è possibile riprodurre i tipici meccanismi di collasso osservati durante alcuni forti eventi sismici in opere dotate di facciata continua o discontinua in blocchi modulari. In questo secondo caso la soluzione proposta consente anche di tenere conto del contributo esercitato dalla deformazione dei blocchi modulari costituenti la facciata (Figura 2.18 c). Anche con l'approccio di Huang et al. (2003) l'analisi agli spostamenti può essere condotta assumendo $C_w=1$ risalendo poi alle componenti di spostamento di tutti i blocchi mediante opportuni fattori di forma che caratterizzano il cinematismo critico e che soddisfano la condizione di compatibilità cinematica. In tutti i casi i risultati degli studi parametrici condotti (Huang et al., 2003; Huang e Wang, 2005; Huang e Wu, 2006, 2007) mostrano che analisi che trascurano l'influenza degli elementi di facciata e delle connessioni rinforzo-facciata, conducono a valori del coefficiente sismico dell'opera in eccesso, in alcuni casi, e in difetto in altri, con conseguenti valutazioni poco affidabili degli spostamenti permanenti.

Gli studi finalizzati a validare l'applicazione del metodo degli spostamenti alle opere in terra rinforzata non solo molto numerosi e talvolta mostrano risultati discordanti. Koseki et al. (2004) trovano sulla base di confronti con risultati di prove su tavola vibrante che le previsioni del metodo sono affidabili quando il meccanismo di collasso dell'opera interessa porzioni non rinforzate ed i valori di picco delle accelerazioni sismiche sono elevati rispetto al valore critico. Kadayifci e Guler (2005), sempre mediante confronti con risultati di prove su tavola vibrante riscontrano una certa concordanza di risultati tra le osservazioni e le previsioni fornite dal metodo nella formulazione suggerita da Cai e Bathrust (1996 a). Koseki et al. (2006), invece, evidenziano come l'aliquota di deformazioni che può caratterizzare la risposta dell'opera prima della formazione di vere e proprie superfici di scorrimento, non valutabili con le tradizionali

applicazioni del metodo, possono renderne le previsioni poco affidabili. Allo stato attuale le conclusioni degli studi che hanno confrontato le previsioni del metodo con le osservazioni post-sisma non sono ancora generalizzabile in quanto le variabili che entrano in gioco sono molteplici. Un metodo dinamico semplificato per la stima degli spostamenti permanenti di un muro in terra rinforzata che tenga conto della risposta dinamica del muro è stato sviluppato da Kramer e Smith (1997), Paulsen (2002) e successivamente da Paulsen e Kramer (2004) basandosi su un ampio database sperimentale relativo a prove su modelli fisici in scala. Il metodo consiste nel schematizzare il muro in terra rinforzata in un sistema SDOF (di periodo T_0) con molla e smorzatore in modo da rappresentare la rigidità e lo smorzamento ξ del terreno che costituisce il muro, collegato ad una massa posta su di un piano inclinato ed ad esso vincolata tramite una molla ed un piatto scorrevole che schematizzano l'elongazione dei rinforzi (per i quali si assume un legame tensioni-deformazioni elastico-perfettamente plastico con rigidità elastica K_r e soglia di snervamento F_y) e lo sfilamento (P). Pertanto il muro in terra rinforzata viene schematizzato come un sistema ad due gradi di libertà come in Figura 2.19. Il modello è, quindi, composto da tre elementi principali: il sistema masse-molle-smorzatore inizialmente proposto da Kramer e Smith (1997), un elemento molla (che riproduce l'allungamento dei rinforzi) ed un elemento ad attrito collegato in serie al blocco inferiore (che riproduce il meccanismo di sfilamento dei rinforzi). Per un'assegnata storia temporale delle accelerazioni l'integrazione numerica delle equazioni del moto del sistema consente di valutare la componente elastica e plastica dello spostamento, la prima correlata al moto relativo della massa $m_1=W_1/g$, la seconda dovuta al superamento della resistenza allo scorrimento (ϕ_{app}) della massa $m_2=W_2/g$, lungo un piano inclinato di un angolo β . Sebbene il modello presenti alcune limitazioni, che riguardano la definizione della curva sforzi-deformazioni che caratterizza l'interazione terreno-rinforzo (Moraci e Cardile, 2009) e le modalità di definizione dei parametri di attrito equivalente (ϕ_{app}) lungo il piano di scorrimento, poiché alcuni dei parametri che lo caratterizzano sono stati tarati sulla base di un ampio ed accurato database di risultati sperimentali, le previsioni fornite sono generalmente affidabili come mostrato dall'ampia analisi parametrica riportata da Paulsen e Kramer (2004) e da Paulsen (2002).

2.4. ANALISI NUMERICHE AVANZATE

I metodi di analisi che consentono di modellare il comportamento del terreno e dei rinforzi con legami costitutivi più o meno complessi e, contestualmente, di inserire l'input sismico, sono i

metodi numerici. Essi infatti consentono di investigare sull'influenza della rigidità dei rinforzi, sulla lunghezza dei rinforzi, sulle condizioni al piede del muro etc.

Le prime applicazioni di analisi numeriche dinamiche risalgono a Segrestin and Bastick (1988) i quali adoperarono un programma FEM SUPERFLUSH per riprodurre il modello in scala di una prova su tavola vibrante eseguita da Chida et al. (1985). Inoltre schematizzarono due muri in terra rinforzata (6 m e 10 m) con strisce di metallo e facciata costituita da pannelli rigidi. I muri erano vincolati al piede mentre furono ipotizzati tre differenti tipi di fondazione: roccia dura, terreno rigido e terreno soffice. I risultati hanno mostrato che la tensione massima sui rinforzi non era generalmente in corrispondenza delle connessioni e che gli incrementi di carico dinamico portati dai rinforzi crescono con la profondità dalla cresta del muro.

Yogendrakumar et al. (1991) usano la versione modificata del programma FEM TARA-3 conducendo un'analisi simile a quelle di Segrestin e Bastick (1988) su un muro in terra rinforzata alto 6m con rinforzi in metallo. Inoltre gli Autori inserirono un comportamento isteretico carico-deformazione per i rinforzi. Dall'analisi condotta è stato osservato che il massimo carico sui rinforzi durante l'input sismico (rappresentato dal terremoto di El Centro nel 1940 scalato ad un picco di 0,2g) si manifesta in corrispondenza delle connessioni con il muro. L'entità del carico in corrispondenza delle connessioni con il muro cresce in maniera quasi lineare con la profondità dalla cresta del muro. Inoltre, il massimo fattore di amplificazione (rapporto fra la massima accelerazione nella struttura e il picco dall'accelerazione di input) è stato di 1.4 in corrispondenza della cresta del muro.

Anche Cai and Bathurst (1995) impiegano TARA-3 per investigare un muro in terra rinforzata alto 3.2m di altezza con rinforzi costituiti da geogriglie polimetriche, soggetto al terremoto di El Centro (1940) opportunamente scalato. Nel modello FEM adoperato le condizioni di vincolo sui confini sono di trasmissione libera di energia free-field (una condizione al contorno che simula un ampio dominio riguardo alla trasmissione delle onde sismiche). I risultati mostrano che gli spostamenti del muro e dei rinforzi si accumulano nel tempo, ma sono insignificanti rispetto agli spostamenti permanenti finali misurati alla base del modello. In contrasto con il lavoro di Yogendrakumar et al. (1991) che investigano un muro con una facciata più rigida e rinforzi più rigidi, i risultati per un muro in terra rinforzata con facciata discreta e deformabile evidenziano che sia in condizioni statiche sia dinamiche il carico sui rinforzi si attenua in prossimità delle connessioni. In aggiunta incrementi del carico dinamico sui rinforzi non incrementano linearmente con la profondità e l'amplificazione dell'accelerazione di base è molto piccola (≤ 1.2) che è verosimile data la ridotta altezza del muro investigato.

Bathurst and Hatami (1998) utilizzano il codice FLAC in quanto consente di creare legami costitutivi differenti da quelli di default e consente di applicare in maniera semplice l'input sismico. Gli Autori analizzano un muro alto 6m con sei rinforzi uniformemente spaziatati (Figura 2.20) ed una facciata modellata come un pannello continuo in calcestruzzo. Il terreno viene modellato come un materiale puramente frizionale con comportamento elasto - plastico con criterio di rottura alla Mohr – Coulomb e legge di flusso non associata. Le analisi condotte sono state finalizzate ad investigare principalmente su due aspetti: 1) comprendere l'influenza delle proprietà dei materiali e l'entità della risposta sismica del modello creato; 2) analizzare l'influenza del tipo e della collocazione delle estremità del modello e la magnitudo dello smorzamento del materiale nei risultati dell'analisi numerica. I risultati delle analisi mostrano che la condizione di vincolo al piede di un muro in terra rinforzata ha una maggiore influenza in termini di massimo spostamento del muro per un assegnato input sismico e per un rinforzi di assegnata lunghezza e rigidità. Gli spostamenti del muro sono maggiori per la condizione di base fissa se comparati alla condizione di base scorrevole a parità di tutti gli altri parametri. Inoltre, l'influenza della condizione di vincolo al piede si riduce con l'aumentare della rigidità dei rinforzi. Comunque, si è osservato che per i modelli soggetti ad input armonici di 3Hz, gli spostamenti sono influenzati dalla condizione della fondazione. L'introduzione di una colonna di terreno dietro la facciata del muro con ridotta resistenza frizionale, per simulare l'interfaccia terreno – facciata, ha comportato che la tensione massima sui rinforzi fosse in corrispondenza delle connessioni. L'applicazione di un input di tipo armonico alla base del modello genera un carico aggiuntivo sui rinforzi rispetto alla sola condizione statica. Inoltre l'incremento di tale carico aumenta all'aumentare della rigidità del rinforzo, ed ha un andamento lineare con la profondità rispetto alla cresta del muro se esso è libero di traslare, mentre se è vincolato l'andamento di tale incremento di carico tende a diminuire verso gli strati più bassi dei rinforzi se la rigidità è $J \leq 2000$ kN/m; per valori superiori all'andamento ritorna ad essere lineare. Per la geometria di riferimento, le condizioni al contorno e l'input alla base, il fattore di amplificazione variava da 2 a 2.8 per i modelli con un rapporto di smorzamento 5%. Tuttavia, l'entità di amplificazione ha dimostrato di essere influenzata dal rapporto di smorzamento utilizzato nei modelli numerici. Il terreno che costituiva il muro ha mostrato cedimenti durante l'input sismico e l'inclinazione della superficie di rottura in questa regione è ben prevista dalla teoria di Mononobe-Okabe. Infine non si è osservata alcuna evidenza di una superficie di scorrimento interna che si propagava del piede della facciata e intersecava tutti i rinforzi come si ipotizza nell'analisi convenzionale di tipo pseudo-statica.

Carotti e Rimoldi (1998) proposero un modello matematico per la risposta dinamica di un terreno rinforzato con geogriglie in presenza di un eccitazione orizzontale alla base. Nel modello

la struttura può essere modellata come un sistema multi-SDOF con il vantaggio di poter simulare l'interazione fra geosintetico e terreno. Inizialmente gli autori introducono un modello lineare di terreno senza rinforzi, seguendo il modello non-lineare newtoniano per la risposta sismica dinamica di un terreno con rinforzo in geosintetico. Il modello proposto considera tre aspetti: 1) un incremento di rigidità dello strato di terreno per l'interazione fra il terreno e la geogriglia; 2) un incremento del coefficiente di smorzamento per l'interazione fra il terreno e la geogriglia; 3) un ulteriore incremento dello smorzamento come conseguenza dell'attrito terreno - geogriglia alla coulomb. Il modello numerico è stato impiegato per simulare la risposta sismica di un muro in terra rinforzata in scala ridotta (Murata and Tateyama, 1994) ed un muro di sostegno realizzato per la linea ferrata che fu soggetto terremoto di Kobe, in cui viene simulata la risposta nel caso in cui fossero stati inseriti dei rinforzi.

Hatami e Bathurst (2000) conducono studi numerici per comprendere l'influenza di alcuni parametri di progetto sulla frequenza fondamentale dei terreni rinforzati. I parametri di progetto utilizzati nello studio sono l'altezza del muro, la profondità del terreno, la rigidità dei rinforzi, la lunghezza dei rinforzi, l'angolo di attrito del terreno e la condizione di vincolo al piede. Inoltre si inserisce come parametro di riferimento dell'azione sismica l'accelerazione di picco. Lo studio mostra che la frequenza fondamentale di un muro in terra rinforzata con un terreno di riempimento sufficientemente esteso soggetto ad un input sismico moderatamente forte può essere stimata con un'accuratezza ragionevole da poche formulazioni basate sulla teoria delle onde elastiche usando la velocità delle onde di taglio nel terreno lungo l'altezza del muro. Le analisi numeriche mostrano una scarsa influenza della rigidità dei rinforzi, della lunghezza dei rinforzi e della condizione di vincolo al piede sulla frequenza fondamentale del muro. Anche la resistenza del terreno, caratterizzata dal suo angolo di resistenza al taglio, non mostra alcun effetto osservabile sulla frequenza fondamentale del muro in terra rinforzata. La frequenza di risonanza dei modelli di muro investigati dipende dall'intensità del moto al suolo e, molto meno, dal rapporto larghezza-altezza del terreno di riempimento del muro.

FIGURE

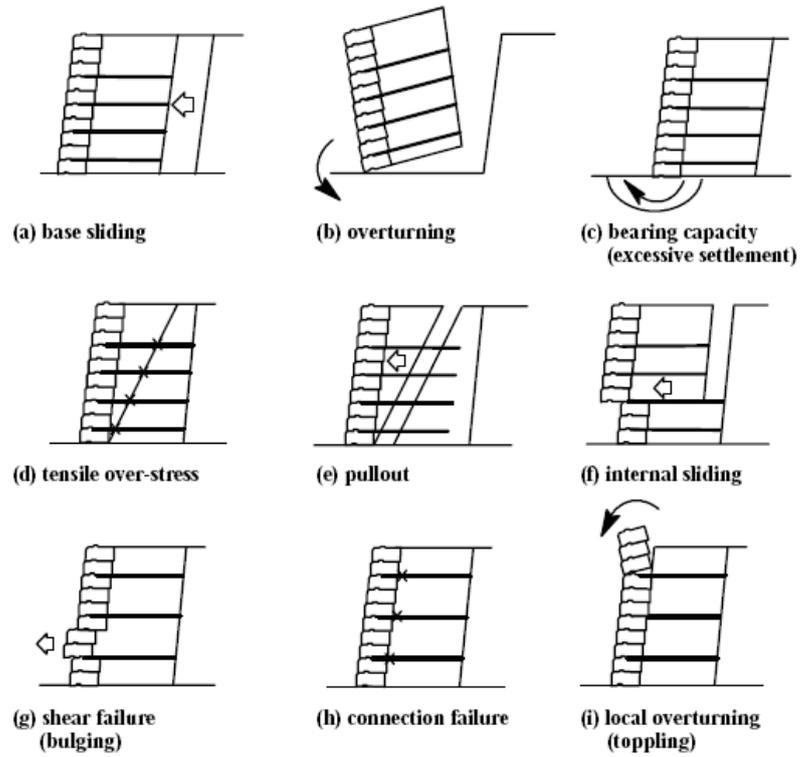


Figura 2. 1: Meccanismi di collasso (Cai e Bathurst, 1995)

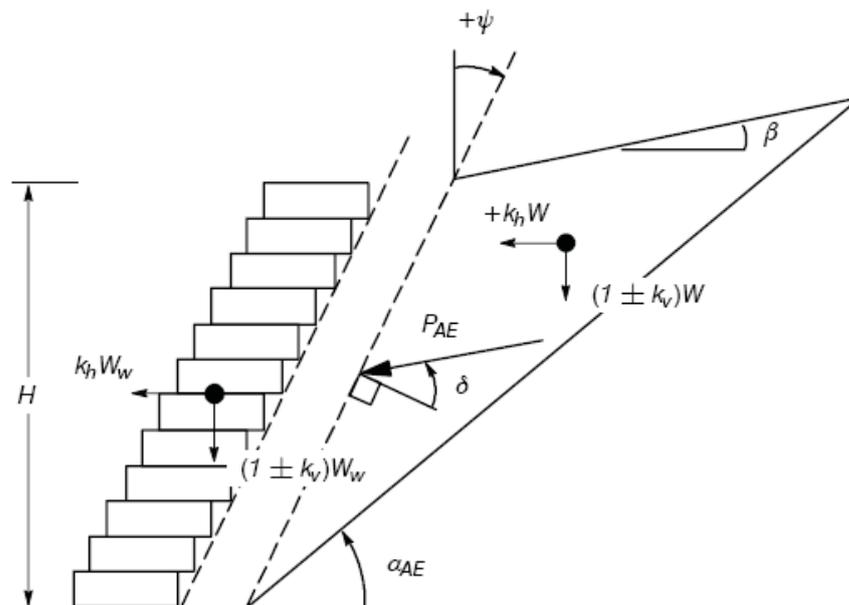


Figura 2. 2: Forze e geometrie usati nelle analisi pseudo-statiche (Cai e Bathurst, 1995)

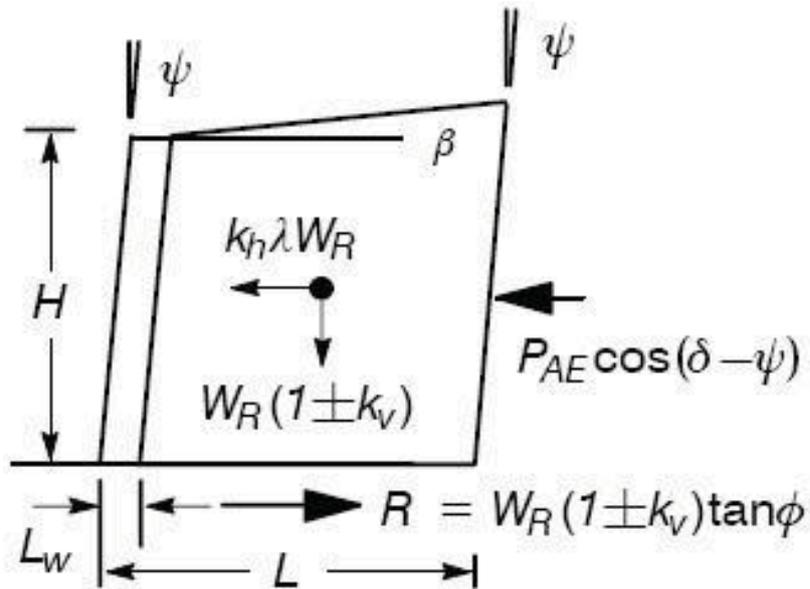


Figura 2. 3: Schema di riferimento per il calcolo delle azioni agenti nel caso di meccanismo di scorrimento alla base (Cai e Bathurst, 1995)

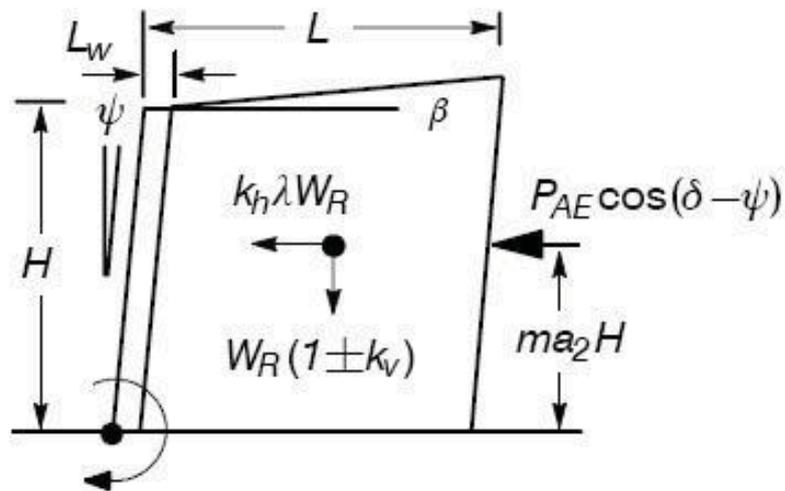


Figura 2. 4: Calcolo delle azioni agenti nel caso di meccanismo di ribaltamento al piede (Cai e Bathurst, 1995)

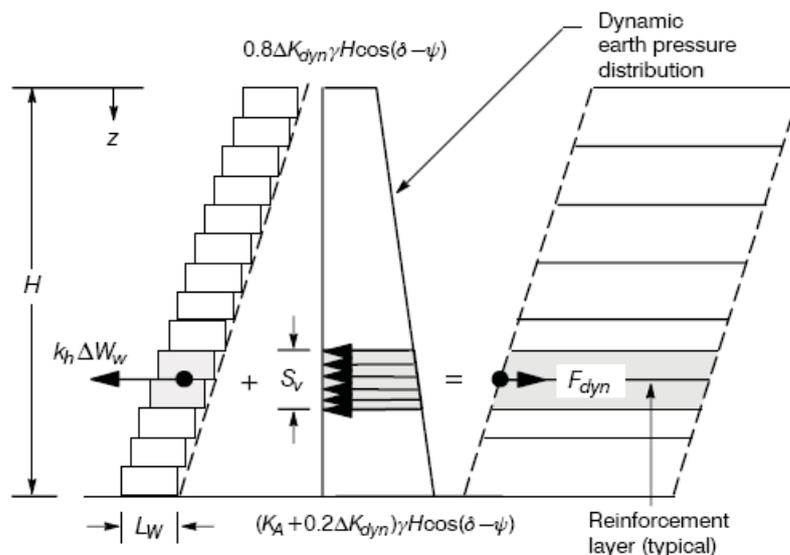


Figura 2. 5: Schema di riferimento per il calcolo del carico di trazione, F_{dyn} , in uno strato rinforzato a causa della spinta attiva dinamica e della forza d'inerzia relativa al meccanismo di rottura del rinforzo (Cai e Bathurst, 1995)

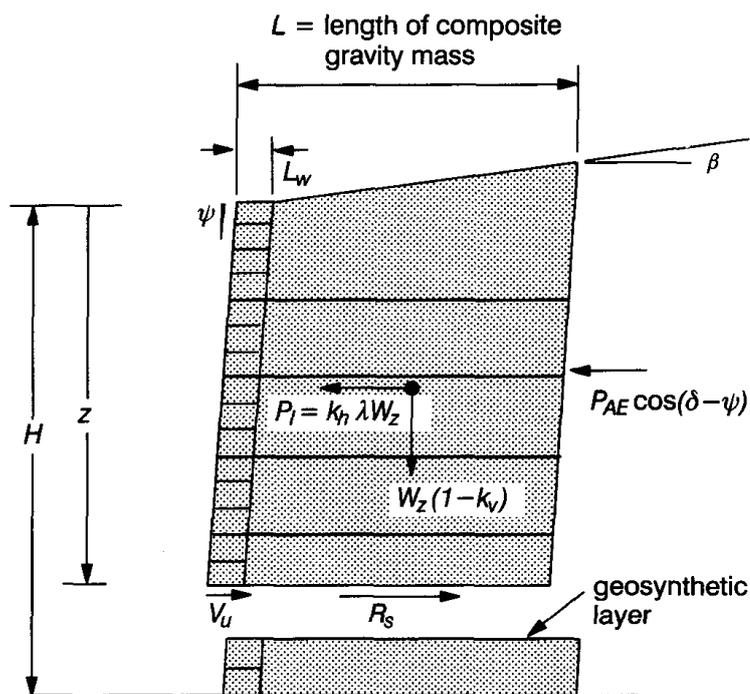


Figura 2. 6: Schema di riferimento per il calcolo delle forze nel caso di meccanismo di scorrimento interno (Cai e Bathurst, 1995)

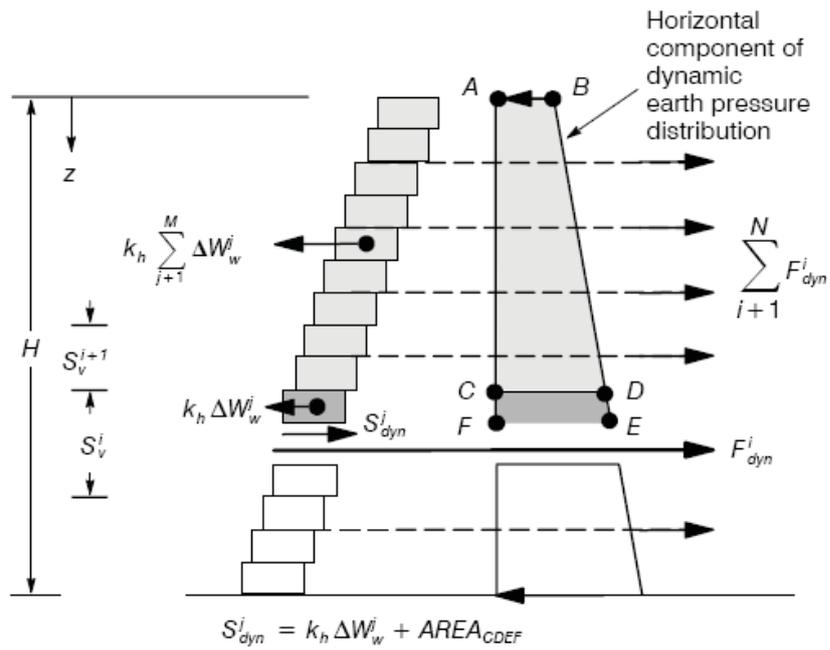


Figura 2. 7: Schema di riferimento per il calcolo della forza di taglio di interfaccia agente nel rinforzo (Cai e Bathurst, 1995)

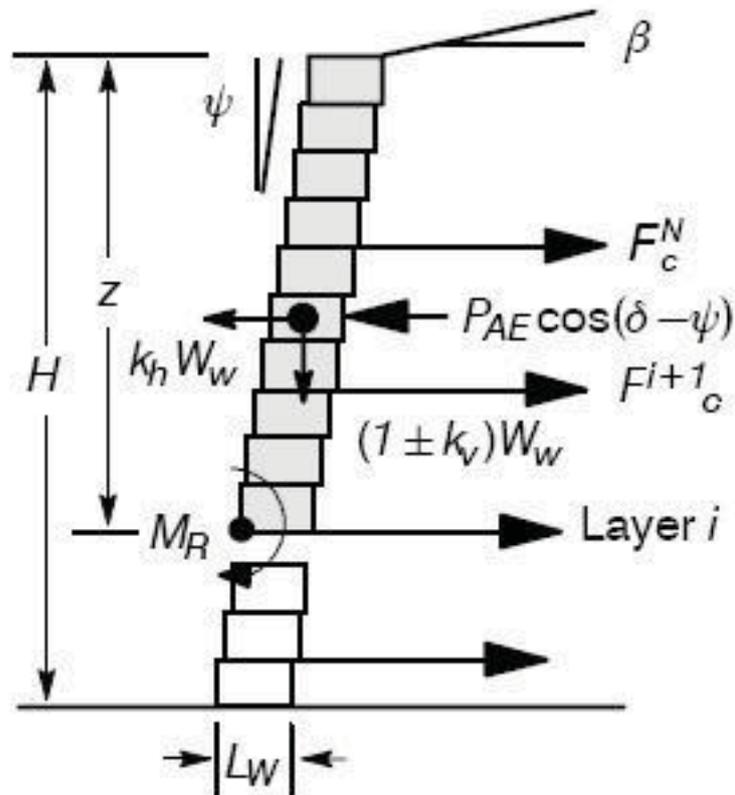


Figura 2. 8: Schema di riferimento per il calcolo delle forze agenti nel caso di meccanismo di collasso per toppling (Cai e Bathurst, 1995)

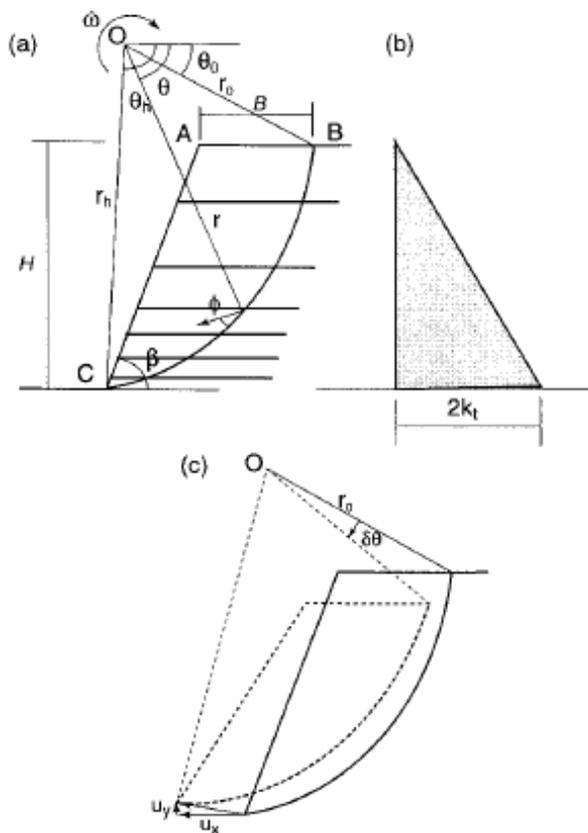


Figura 2. 9: Pendio rinforzato: (a) rottura rotazionale; (b) distribuzione della resistenza dei rinforzi; (c) incremento rotazionale (Michalowsky & You, 2000)

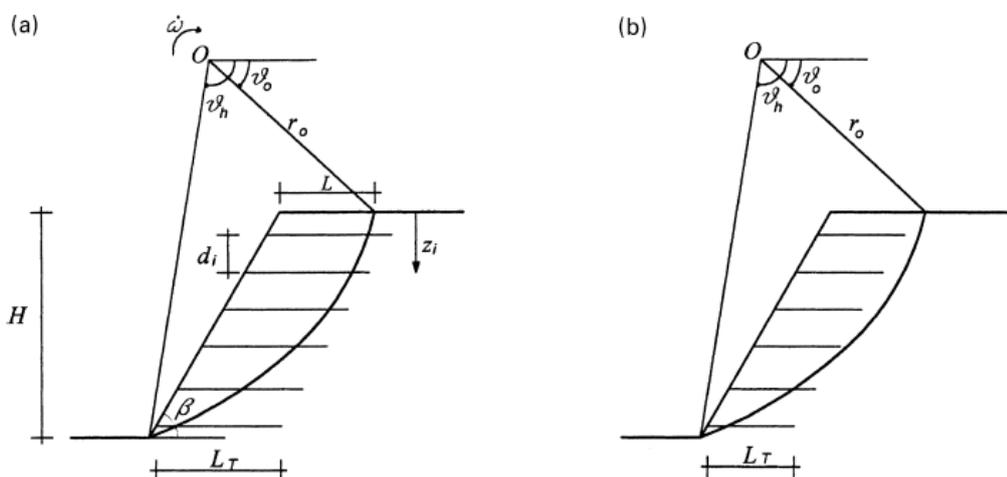


Figura 2. 10: Meccanismo di rottura rotazionale: (a) superficie a spirale logaritmica che interseca i rinforzi; (b) superficie a spirale logaritmica che si estende oltre i rinforzi (Conte & Dente, 2000)

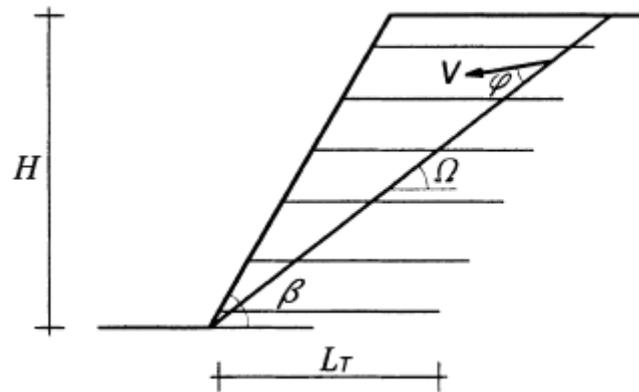


Figura 2. 11: Meccanismo di scorrimento piano (Conte & Dente, 2000)

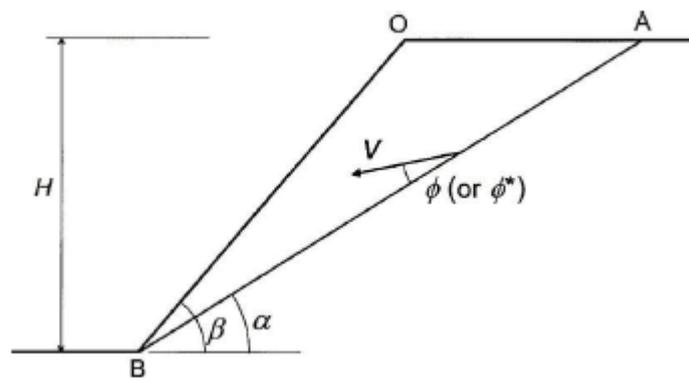


Figura 2. 12: Schema di calcolo per il meccanismo di rottura piano di un pendio con legge di flusso non associata (Michalowski, 2002)

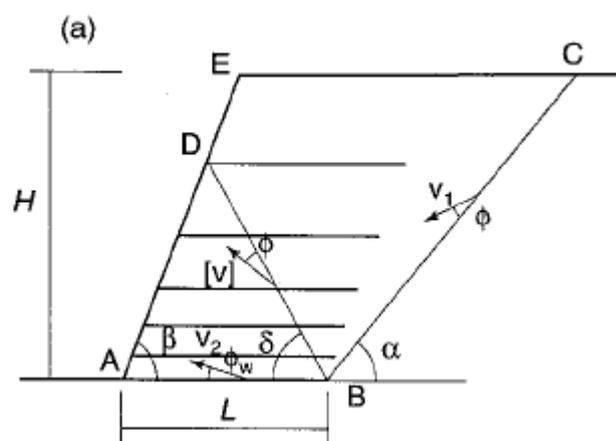


Figura 2. 13: Scorrimento diretto: meccanismo di rottura (Michalowsky & You, 2000)

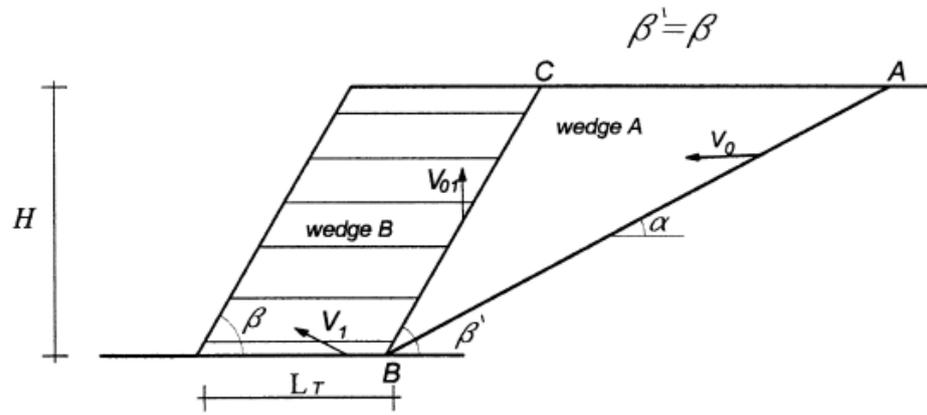


Figura 2. 14: Meccanismo di scorrimento diretto, in cui l'energia di dissipazione dovuta ai rinforzi è zero ($\beta=\beta'$) (Conte & Dente, 2000)

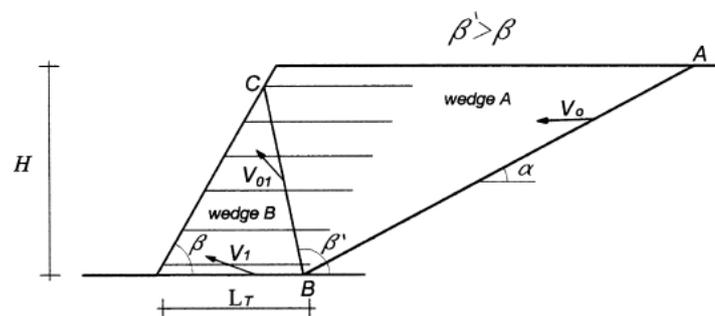


Figura 2. 15: Meccanismo di scorrimento diretto, in cui l'energia di dissipazione dovuta ai rinforzi lungo la superficie piana BC è inclusa ($\beta' > \beta$) (Conte & Dente, 2000)

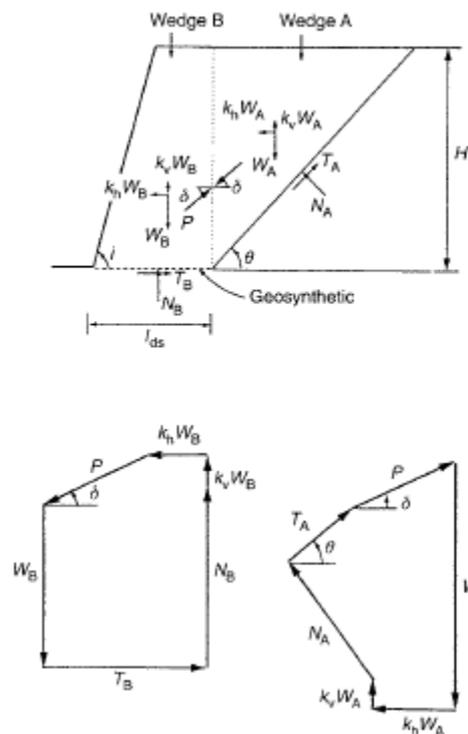


Figura 2. 16: Schema di riferimento per il meccanismo di scorrimento diretto di Ling et al. (1998)

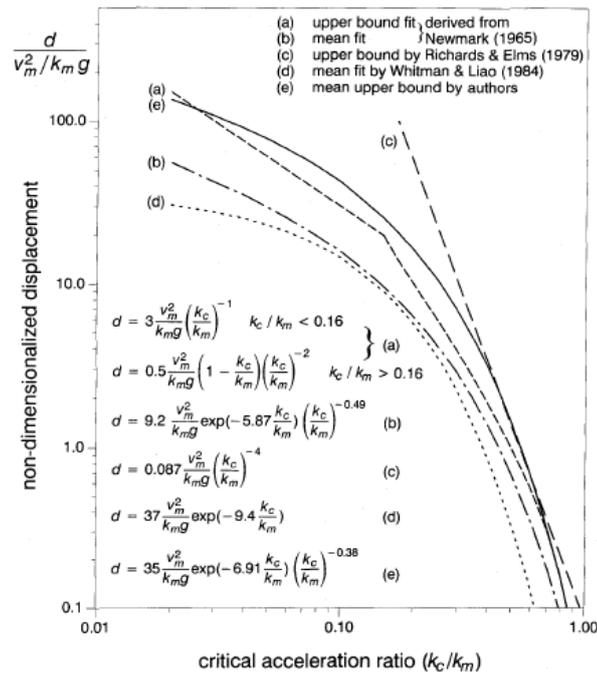


Figura 2. 17: Correlazione proposta da Cai e Bathurst (1996b) per la valutazione del massimo spostamento permanente.

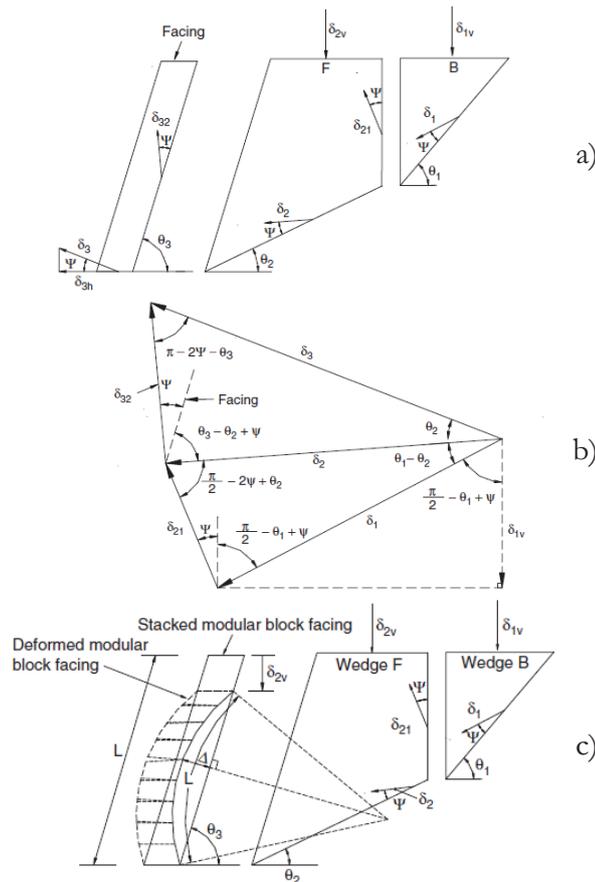


Figura 2. 18: Soluzione proposta da Huang et al. (2003) per l'analisi di opere dotate di paramento di facciata strutturale.

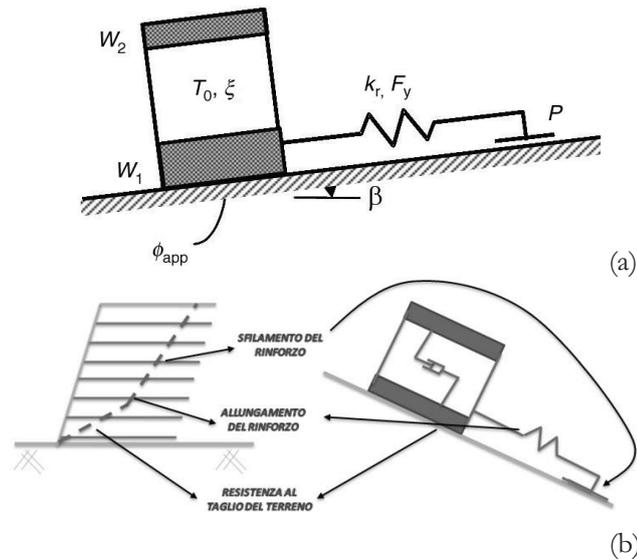


Figura 2. 19: a) Modello proposto da Paulsen e Kramer (2004); b) Corrispondenza tra elementi del modello e meccanismi di deformazione di un'opera in terra rinforzata.

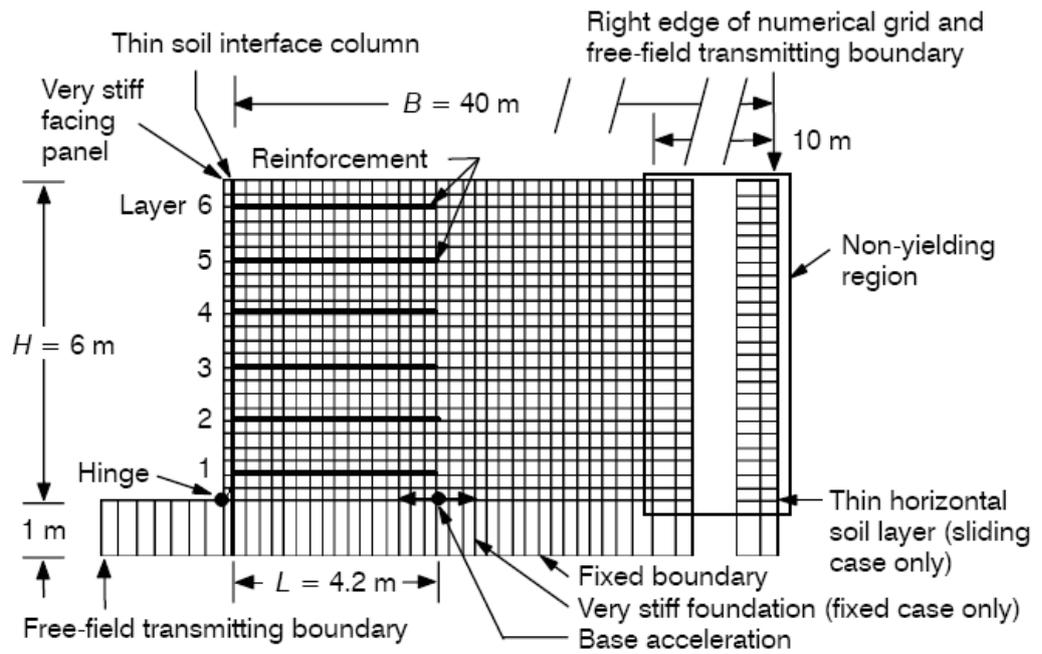


Figura 2. 20: Modello numerico per un muro in terra rinforzata con la condizione di base fissa (Bathurst and Hatami, 1998)

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca

CAPITOLO 3 LA PROGETTAZIONE DEI MURI IN TERRA RINFORZATA ALLA LUCE DELLE RECENTI NORMATIVE

3.1. INTRODUZIONE

Gli eventi naturali manifestatisi negli ultimi decenni nel mondo hanno modificato nel tempo le procedure per la progettazione delle opere di ingegneria al fine di ridurre i danni alle opere stesse, ma soprattutto di limitare le perdite di vite umane. Tale cambiamento è ben rappresentato nelle normative tecniche internazionali, ed anche nella recente normativa nazionale italiana NTC08 (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008), in cui la progettazione si fonda sul garantire un certo livello di prestazione dell'opera in seguito alle azioni a cui sarà sottoposta durante la sua vita utile.

Nei paragrafi successivi verranno esposte le prescrizioni principali richieste da diverse normative al fine di comprendere quali sono le grandezze fondamentali che entrano in gioco nella progettazione dei muri in terra rinforzata. Una differenza fondamentale fra la normativa nazionale e quelle internazionali risiede nella mancanza, in Italia, di una normativa specifica per le opere in terra rinforzata. Un esempio di norme specifiche per i muri in terra rinforzata sono la normativa inglese (British Standard 8006:1995) e la normativa americana (Federal Highway Administration 2009), in cui si accompagna il progettista in ogni aspetto della progettazione lasciando solo alcuni aspetti al libero arbitrio del progettista.

3.2. LE NORMATIVA ITALIANA: NTC 08

Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio del 2008 e s.m.i. rappresenta la norma di riferimento per la progettazione delle costruzioni in Italia. Il capitolo 6 delle presenti norme si occupa della progettazione geotecnica e quindi fornisce le indicazioni per le opere geotecniche. Come per gli altri tipi di opere di ingegneria, occorre eseguire le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE).

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Tali azioni sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche. I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 3.1 (§Tab. 6.2.I).

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tabella 3.1 (§Tab. 6.2.II) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle.

Le opere ed i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado di approfondimento

dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (3.2)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile (§6.5):

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite (§ 6.5.3.1.1):

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - o stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - o scorrimento sul piano di posa;
 - o collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - o ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 3.1 e 3.2 per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella §6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle §6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. Nel caso di muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo approccio 1. Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto. Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella §2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera. Nel caso di strutture miste o composite, le

verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto. Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa. Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale. L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento. È comunque necessario portare in conto i seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

È ammesso l'uso dei metodi pseudo-statici, come specificato nei successivi §7.11.6.2.1 e §7.11.6.3.1. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai §6.5.3.1.1, §6.5.3.1.2 e §6.6.2.

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

Si deve verificare preliminarmente l'esistenza di un adeguato margine di sicurezza a liquefazione dei terreni interagenti con il muro.

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti. L'analisi pseudo-statica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si

suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad (3.3)$$

$$k_v = \pm 0.5k_h \quad (3.4)$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g \quad (3.5)$$

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2; a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tabella §7.11-II. Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro. I muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al §7.11.3.5 e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al §7.11.5. In tali verifiche, si richiede il rispetto della condizione §6.2.1 con le prescrizioni di cui al §7.11.1. Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi. In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Alla luce di questa breve descrizione su quanto prescrivono le NTC\08 in merito alla progettazione dei muri in terra rinforzata, si comprende come la norma risulti carente in quanto tutti i riferimenti progettuali sono riferiti quasi esclusivamente ai muri di sostegno in c.a.; ciò comporta che il progettista deve fare riferimento a tutta una serie di coefficienti che sono riferiti ai muri tradizionali. Inoltre non vengono esplicitati i vari meccanismi di collasso che possono generarsi in un muro in terra rinforzata, ad esempio la rottura del rinforzo, il pullout, che vengono inglobati nelle NTC08 fra le verifiche alla SLU di tipo strutturale. Per cui se da un lato la normativa richiede di eseguire tutte le verifiche alla SLU e allo SLE, non fornisce alcuna indicazione specifica al progettista per eseguire una progettazione che possa rientrare in una qualche procedura che consentirebbe di verificare il corretto operato.

3.3. BRITISH STANDARD 8006:1995

La British Standard 8006:1995 (BS) è la norma di riferimento in Inghilterra, per la progettazione dei terreni consolidati/rinforzati ed altri riempimenti. La BS, con i suoi nove capitoli, fornisce indicazioni sui vari tipi di materiali impiegati per la realizzazione di opere in terra rinforzata, sulle procedure da seguire per una corretta progettazione; che viene però eseguita solo in campo statico. Sebbene l'azione sismica sia fondamentale per un'opera realizzata nel nostro paese, le BS rappresentano comunque una valida normativa specifica per le opere in terra rinforzata. Di seguito verranno illustrati alcuni dei contenuti principali dei capitoli della BS (1995).

La sezione 2 è intitolata "Concetti e Principi Fondamentali", in essa vengono definiti gli stati ultimi nei confronti dei quali è condotta la progettazione dei muri e dei pendii in terra rinforzata, delle fondazioni dei terrapieni e delle strutture con resistenza simile. Gli stati limiti considerati sono: lo stato limite ultimo è associato ad un meccanismo di collasso, e si manifesta quando le forze instabilizzanti superano od eguagliano le forze resistenti. I margini di sicurezza contro uno stato limite di collasso sono ottenuti per mezzo di coefficienti di sicurezza parziali, uguali o maggiori dell'unità. Il secondo stato limite è quello di esercizio o di servizio, al quale si attinge se l'entità delle deformazioni che si manifestano durante la vita della struttura eccedono un limite prestabilito oppure se la funzionalità della struttura è pregiudicata. Anche per lo stato limite di esercizio vengono impiegati fattori di sicurezza parziali ma con entità differenti.

La progettazione agli stati limite per i terreni rinforzati utilizza quattro principali fattori parziali ciascuno dei quali assume un valore uguale o maggiore all'unità. Due di questi fattori sono riferiti ai carichi, in particolare f_r (e f_{rs}) applicate ai carichi statici e f_q ai carichi vivi. Per i materiali ci sono i coefficienti f_m (e f_{ms}). Infine il quarto fattore f_n è usato per considerare le conseguenze

economiche del meccanismo di collasso. In generale, i fattori di sicurezza parziali sono impiegati per minimizzare il rischio di raggiungimento di uno stato limite.

È interessante osservare come la BS fornisca informazioni sui meccanismi di collasso che si possono generare nei muri, nelle fondazioni dei terrapieni in quanto spiega i principi basilari di stabilità delle opere. Considerazioni che nelle NTC08 sono del tutto assenti, lasciando il progettista pochi strumenti per orientarsi nella corretta progettazione.

Nella sezione 5 vengono trattati i “Principi della progettazione”. Nel paragrafo §5.1 si afferma che per la sua natura, un terreno rinforzato è la combinazione fra ingegneria strutturale ed ingegneria geotecnica. L’evoluzione della stato limite di progetto nell’ingegneria strutturale ha condotto alla definizione di un numero di fattori parziali che sono applicati ai carichi nelle combinazioni dei carichi e fattori parziali per i materiali ed impiegati per la verifica delle componenti strutturali. Nell’ambito dell’ingegneria geotecnica, l’applicazione dei fattori parziali ai vari parametri geotecnici non è stata ritenuta fattibile nella comune progettazione per tale ragione sono ancora utilizzati i fattori di sicurezza globali. Per questo motivo la progettazione allo stato limite di un terreno rinforzato è raggiunto quando si manifesta:

- a) un collasso o un danno maggiore;
- b) deformazioni eccessive rispetto ai limiti accettabili;
- c) altre forme di pericolo o di minore danneggiamento che potrebbero rendere la struttura sgradevole, o richiedere una manutenzione imprevista o anticipata rispetto la vita attesa della struttura.

La condizione riportata al punto a) rappresenta uno stato limite ultimo, mentre quelle dei punti b) e c) sono stati limite di esercizio. Nella pratica, la struttura in terra rinforzata viene progettata rispetto lo stato limite ultimo e verificata rispetto a quelli di esercizio. Alcuni stati limite possono essere verificati con approcci tradizionali, quindi i carichi si possono applicare allo stesso modo delle strutture convenzionali. Vengono forniti i vari fattori di sicurezza parziali e le equazioni per determinarne il valore da impiegare nella progettazione. Lo stato di servizio dipende molto dall’uso della struttura. Normalmente i limiti di servizio per un terreno rinforzato sono prescritti in termini di deformazione accettabile. Le deformazioni di una struttura in terra rinforzata sono influenzate dal processo di costruzione e dalla progettazione.

La sezione 6 è dedicata alla “Progettazione dei muri e dei terrapieni”. La filosofia della progettazione agli stati limite per i muri e i terrapieni in terra rinforzata implica l’incremento del peso del terreno e dei carichi vivi e riducendo le proprietà del terreno e la resistenza dei rinforzi utilizzando per ciascuno degli appropriati fattori di sicurezza parziali. Occorre notare come si

impieghino fattori di sicurezza parziali distinti per la verifica nei confronti della capacità portante e della stabilità allo scorrimento dove il contatto terreno-terreno è differente da quello rinforzo-terreno (vedi Tabella 3.4, Tabella 3.5, Tabella 3.6) .

Le analisi convenzionali prevedono lo studio della stabilità interna ed esterna. La verifica alla stabilità esterna considera per l'equilibrio la struttura di terreno rinforzato come un unico corpo, mentre nella stabilità interna si studiano tutte le aree relative ai meccanismi interni, considerando lo stato tensionale all'interno della struttura, la disposizione e il comportamento dei rinforzi e le proprietà del terreno posto dietro la struttura. I metodi principali impiegati per la progettazione della strutture in terra rinforzata sono il metodo del cuneo e il metodo della gravità coerente. Quest'ultimo è basato sul monitoraggio del comportamento di strutture con rinforzi inestensibili ed è stato sviluppato sull'osservazione di un gran numero di strutture per molti anni e avvalorato da analisi teoriche.

Prima di poter considerare la stabilità esterna o interna, è necessario dimensionare la struttura in terra rinforzata, la quale non dovrà avere dimensioni inferiori a quelle riportate nella Tabella 3.7, in quanto l'esperienza ha dimostrato che un dimensionamento inferiore non è adeguato (Figure 3.1. e 3.2).

Indicazioni di questo tipo sono del tutto assenti nelle NTC/08, e seppur ovvie per un progettista esperto rappresentano una guida pratica e consentono un pre-dimensionamento di massima in tempi brevi.

Per quanto riguarda gli spostamenti, nel paragrafo §6.5.3. si afferma che essi sono dati dalla somma dello spostamento del terreno di fondazione, a causa della pressione imposta dalla struttura di terreno rinforzato, e dello spostamento dovuto alla compressione interna del terreno rinforzato. In generale, un terreno di fondazione con buone caratteristiche fisiche e meccaniche non genera spostamenti significativi. Comunque è bene considerare tutti i possibili spostamenti per eseguire una progettazione economicamente efficiente.

Nel caso in cui la struttura in terra rinforzata è costruita in prossimità di nuove strutture, è necessario fare alcune considerazioni sulla possibile interazione fra le strutture. Per assicurare una risposta compatibile per entrambe le strutture sarebbe appropriato combinate insieme le strutture come un'unità indistinta piuttosto che impiegare due differenti forme costruttive.

L'entità degli spostamenti interni che si possono generare in una struttura in terra rinforzata dipendono dall'altezza della struttura, del tipo di terreno, dal sovraccarico, dal tipo di facciata e dal tipo di connessione, dalla compattazione durante la posa, etc. In Tabella 3.8 viene riportata la capacità minima di spostamento verticale che il muro deve fornire.

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali, i terreni rinforzati hanno solitamente una grande tolleranza e molto spesso sono gli elementi di facciata che limitano tali spostamenti. In Tabella 3.9 vengono ripostati una guida ai cedimenti differenziali per le strutture in terra rinforzata lungo la linea di facciata.

Poiché la funzionalità di una struttura dipende solitamente dalle deformazioni che essa subisce durante la sua vita, è importante valutarne i valori limite. Ciò non è facile per cui molto spesso si parte da alcune considerazioni per valutarne i limiti, ad esempio:

- la cresta del muro dovrebbe seguire curve smussate o rettilinee;
- i terrapieni non dovrebbero deformarsi così da non causare movimenti della del banco, la chiusura delle giunzioni del ponte e carichi assiali al ponte in eccesso a quelli di progetto;
- gli elementi di facciata del muro non dovrebbero deformarsi e causare il danneggiamento dei materiali di facciata. in caso di facciata in cls questo danneggiamento potrebbe includere la chiusura delle giunzioni, la fuoriuscita dei pannelli di bordo e la rottura dei pannelli stessi.

Le strutture con terreno rinforzato dovrebbero essere erette con una tolleranza costruttiva come indicato in Tabella 3.10.

Dopo la costruzione della struttura in terra rinforzata, i movimenti subiti dalla struttura possono dipendere da:

- cedimenti in fondazione;
- compressione interna del terreno;
- deformazione per creep dei rinforzi;
- cedimenti uniformi o differenziali dovuti alla diminuzione o chiusura dei vuoti al di sotto della struttura;
- deformazione da creep del terreno con elevato contenuto di fine.

La deformazione interna di post costruzione potrebbe essere limitata ai valori ripostati in Tabella 3.11.

3.4. NORMATIVA AMERICANA (FHWA 2009)

In materia di progettazione di opere in terra rinforzata, una delle norme più recenti (novembre 2009) è quella statunitense, pubblicata dalla Federal Highway Administration, avente come titolo “Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes”. La norma si articola in 11 capitoli e 6 appendici suddivisi in due volumi. La norma potrebbe

essere definita quasi monumentale dato che rappresenta senz'altro una summa su tutto ciò che concerne le opere in terra rinforzata. Infatti nei primi capitoli viene spiegato lo scopo della norma, i vantaggi e gli svantaggi dell'utilizzo delle terre stabilizzate, vengono esposti anche alcuni case-history per fornire degli esempi pratici. Inoltre si espongono le caratteristiche dei materiali che compongono le opere in terra rinforzata, come il terreno, i rinforzi, la facciata da impiegare etc.

Il capito 4, dal titolo "Progettazione dei muri MSE", espone le comuni linee guida per le strutture in terra rinforzata, limitandosi però ai muri con parete quasi verticale e rinforzi uniformemente distribuiti. Nel capitolo 5 vengono forniti maggiori dettagli per la progettazione di un muro in MSE, mentre per strutture complesse o con caratteristiche non comuni le indicazioni progettuali si trovano nel capitolo 6.

Seppur il capitolo 4 si concentra su una tipologia di muri in MSE ben specifica, ovvero muri a parete verticale, viene illustrata la metodologia di progettazione. Infatti, in precedenza la progettazione si basava sul metodo della tensioni ammissibili; adesso invece la metodologia LRFD (Load and Resistance Factor Design) rappresenta l'ultimo progresso nella pratica progettuale. La metodologia LRFD è applicata in tutto il mondo in varie forme, ad esempio negli Eurocodici utilizzano la progettazione agli stati limite, molto simile a LRFD. Tale metodologia non altera la valutazione della stabilità interna ed esterna, che rimane inalterata. Il sostanziale cambiamento risiede nel modo in cui vengono considerati i carichi e le resistenze e di come un incertezza viene inserita nel processo di progettazione utilizzando dei fattori di sicurezza. Molti tipi di carico sono comuni nella progettazione delle strutture dei ponti e non applicati nei muri in terra rinforzata; per cui per tali tipi di muri solo poche carichi e combinazioni di carichi sono applicati nella progettazione di routine. Tali carichi sono:

- Carichi permanenti:
- EH = carichi orizzontali del terreno
- ES = sovraccarico del terreno
- EV = pressione verticale dovuto al peso del terreno dietro il muro
- Carichi variabili:
- CT = forza di collisione veicolare
- ES = sisma
- LL = carico variabile veicolare
- LS = carico variabile del sovraccarico.

Come si può notare dalla Tabella 3.2, si possono impiegare due fattori di sicurezza dei carichi, indicati come massimo e minimo. Tale scelta rappresenta una novità rispetto agli Eurocodici o alle NTC\08, in quanto non sono presenti. L'utilizzo di tali fattori viene spiegato nell'articolo § 3.3.1 dell' AASHTO (2007) in cui sostanzialmente si afferma che il fattore di carico minimo si utilizza per i carichi permanenti che incrementano la stabilità e si usa il valore massimo se riduce la stabilità. Ciò significa che in base al tipo di verifica da eseguire, i fattori di sicurezza da utilizzare variano di entità.

Le verifiche da eseguire per un muro in MSE sono:

Stati limite di collasso

- Stabilità esterna.
- Limite di eccentricità.
- Scorrimento alla base.
- Capacità portante.
- Stabilità interna.
- Resistenza a trazione dei rinforzi.
- Pullout.
- Resistenza strutturale degli elementi di facciata.
- Resistenza delle connessioni.

Stati limite di servizio

- Stabilità esterna.
- Movimenti verticali del muro.
- Movimenti orizzontali del muro.

Stabilità globale

- Stabilità totale.
- Stabilità composta.

La norma americana fornisce al progettista uno schema con i vari step da seguire per la progettazione di un muro in MSE.

Tra le molteplici indicazioni che vengono date si specifica che il massimo valore dell'angolo di resistenza al taglio del terreno granulare che costituisce il muro da assumere in assenza di prove è di 34°. In generale tale valore non supera i 40° eccetto che prove specifiche non dimostrino che sia maggiore. Mentre per il terreno di fondazione e quello posto dietro il muro in MSE il valore massimo in assenza di prove dell'angolo di resistenza al taglio è di 30°, comunque tale valore non specifico, ovvero dedotto da prove, si può impiegare solo nella fase di pre-dimensionamento.

Per quanto riguarda la lunghezza dei rinforzi, di solito sono maggiori di $0.7H$ con H l'altezza del muro. Nel caso di muri con carichi concentrati o terreno a monte inclinato tale lunghezza oscilla tra $0.8H$ e $1.1H$. Nelle zone sismiche o per limitare gli spostamenti di post-costruzione, inoltre, si tende ad allungare i rinforzi posti nella parte superiore del muro di circa $0.9m$ rispetto i rinforzi inferiori.

Il carico indotto dal traffico veicolare può essere considerato alla stregua di un carico, di tipo vivo, uniformemente distribuito non minore di $0.6m$ di terreno. Ad esempio per la stabilità esterna, il carico veicolare per un muro parallelo al traffico sarà equivalente ad un'altezza di terreno equivalente h_{eq} pari a $0.6m$. Per la stabilità interna, tale altezza h_{eq} vale $0.6m$ se il traffico veicolare agisce a più di $0.3m$ dalla faccia del muro; ma poiché spesso sono presenti le barriere di sicurezza tale carico veicolare è posto ad una distanza maggiore, per cui h_{eq} varrà proprio $0.6m$. Per il traffico veicolare agente in direzione perpendicolare la muro, l'altezza equivalente da utilizzare è quella indicata nella tabella §4-3.

La scelta del rinforzo modifica il tipo di superficie di rottura da considerare per una determinata stabilità. Nel caso di rinforzo inestensibile, come quelli metallici, la stabilità esterna viene valutata come per qualsiasi muro tradizionale considerando la massa di terreno rinforzata come un unico blocco, e la spinta attiva fornita dal terreno retrostante è valutata con il metodo di Coulomb, con l'angolo d'attrito del muro d uguale a zero. Per la stabilità interna, invece, la superficie di rottura è una bi-lineare che divide il muro in una zona attiva ed in una resistente, e la spinta attiva varia con la profondità. Se il rinforzo è estensibile, come la maggior parte dei geosintetici, la stabilità esterna si valuta allo stesso modo dei rinforzi inestensibili. Mentre la stabilità interna viene valutata rispetto ad una superficie piana, e anche in questo caso il coefficiente di spinta attiva dipende dal tipo di rinforzo e può variare con la profondità.

La stima degli spostamenti può essere condotta con analisi convenzionali per assicurare che gli spostamenti immediati, di consolidazione e i cedimenti secondari del muro siano inferiori di quelli che richiesti per garantire la funzionalità dell'opera.

Il capitolo 7 è dedicato agli eventi estremi, ed ha come titolo "Progettazione dei muri MSE nei confronti degli eventi estremi". Secondo l'AASHTO (2007) gli eventi estremi sono quelli per cui il periodo di accadimento si può ritenere maggiore della vita utile dell'opera e stabilisce due stati limite per tali eventi. Si parla di stati limite di Evento Estremo I e di Evento Estremo II. Nella progettazione dei muri in MSE, gli eventi estremi da considerare sono:

- Eventi sismici (Evento Estremo I);
- Eventi da impatto veicolare (Evento Estremo II);

- Eventi da inondazioni e da dilavamento (Evento Estremo II);

Di seguito si esporrà brevemente i passi da seguire per la progettazione di un muro in MSE in caso di evento sismico.

Innanzitutto, l'evento sismico produce effetti sia per quanto riguarda la stabilità interna sia la stabilità esterna del muro per cui occorre effettuare la verifica tenendo conto di un'azione aggiuntiva, che è proprio il sisma.

Per la stabilità esterna, si utilizza il muro in MSE ottenuto dall'analisi statica e si valuta in rischio sismico così come indicato dalle mappe dell'AASHTO (2007), in particolare si individua l'accelerazione di picco (PGA) e l'accelerazione spettrale ad 1 secondo (S1). Successivamente si valutano gli effetti di sito (F_{pga} e F_v), fra cui individuare la classe di appartenenza del suolo (da A ad E). Noti tali fattori si valutano la massima accelerazione k_{max} e la velocità di picco (PGV). Utilizzando l'altezza H del muro (vedi Figura 3.3), si determina il fattore di riduzione e quindi l'accelerazione media di picco, k_{av} all'interno della zona rinforzata di terreno:

$$k_{av} = \alpha k_{max} \quad (3.6)$$

dove il valore di α dipende dalla categoria di sottosuolo del terreno del suolo di fondazione, in particolare:

- Per le categorie di classe C, D, ed E:

$$\alpha = 1 + 0.01H \left[0.5 \frac{F_v S_1}{k_{max}} - 1 \right] \quad (3.7)$$

- Per siti di classe A e B: si incrementa del 20% il valore di α ottenuto dell'equazione precedente.

Per le applicazioni pratiche, nei muri di altezza minore dei 20ft (6 m) e in presenza di terreni di buone condizioni (i.e. categoria B o C) $k_{av} \sim k_{max}$. Per muri più alti di 100ft (30 m) è indicato eseguire analisi geotecniche specifiche e analisi di risposta sismica dinamica. Si determina la spinta attiva totale (statica e dinamica) utilizzando due metodi: 1) il metodo di Mononobe-Okabe; 2) il metodo all'equilibrio limite di un pendio. Se si utilizza il metodo di Mononobe-Okabe, solitamente il coefficiente sismiche verticale, k_v , si pane uguale a zero, mentre quello orizzontale, k_h , uguale a k_{max} . La spinta ottenuta si applica ad $h/2$, dove h è l'altezza indicata in Figura 3.4. Occorre utilizzare il metodo con una certa attenzione, in quanto il metodo è instabile per alcune

combinazioni degli angoli impiegati, come nel caso di terreno di monte molto scosceso, falsando i risultati ottenuti.

Il metodo dell'equilibrio limite, prevede invece di individuare il piano di applicazione della spinta attiva ad una distanza di $h/2$ dalla faccia del muro, come indicato in Figura 3.4. Si sceglie il metodo di analisi di stabilità del pendio più adatto; solitamente il metodo di Spencer fornisce buoni risultati, e la probabile forma della superficie di rottura (circolare, lineare, bilineare, blocco, etc.). si esegue l'analisi sismica ipotizzando $k_h = k_{max}$ e $k_v = 0$. Si applica la spinta attiva sul pannello verticale di altezza h (Figura 3.4), con un angolo di inclinazione scelto come il valore minimo fra l'angolo di resistenza al taglio del terreno di riempimento e l'angolo di resistenza del terreno a monte del muro. Si ricerca il valore di spinta attiva massimo e lo si applica ad $h/2$.

Nota la spinta attiva, si procede con la determinazione della forza orizzontale d'inerzia data da:

$$P_{IR} = 0.5k_{av} W \quad (3.8)$$

Con W il peso totale dato dalla somma della massa di terreno rinforzata, dalla massa di qualunque pendio permanente posto al monte del muro e dai sovraccarichi permanenti all'interno del limite dalla massa di terreno rinforzato. La forza d'inerzia agisce nel centro di massa determinato dal peso W .

Si passa alla verifica allo scorrimento, la quale dipende anche dal metodo di analisi utilizzato per valutare la spinta attiva. Si la verifica non è soddisfatta si determina il coefficiente sismico critico, k_y , valore per il quale il muro inizia a muoversi e per il quale si verifica l'equilibrio fra le forze instabilizzanti e quelle resistenti. Lo spostamento del muro si valuta impiegando delle relazioni che legano d (spostamento), allo spostamento $k_y \setminus k_{max}$ e ai valori di picco k_{max} e PGV valutati in base alla posizione geografica in cui è allocato il muro; ovvero Stati Uniti dell'Ovest o Stati Uniti del Centro e Stati Uniti dell'est.

Se la verifica allo scorrimento è soddisfatta, si passa direttamente alla verifica dell'eccentricità limite e della capacità portante.

Non appena tutte le verifiche sono state soddisfatte, occorre controllare che anche i cedimenti valutati siano adeguati all'opera in progetto. La tollerabilità degli spostamenti dipende dalla natura del muro e cosa esso supporta, ma anche da ciò che sta di fronte al muro. Nella pratica si limitano gli spostamenti laterali in un range fra 50mm e 100mm, ipotizzando che le strutture poste a monte e al piede del muro possano sopportarli.

Per la stabilità interna, nota la forma della superficie di rottura che dipende dal fatto di impiegare un rinforzo estensibile od inestensibile (Figura 3.5), il cuneo in spinta attiva sviluppa

una forza interna dinamica, P_i , che è data dal prodotto della massa in zona attiva e dal coefficiente sismico medio dipendente dall'altezza del muro, k_{av} :

$$P_i = k_{av} W_a \quad (3.9)$$

La forza d'inerzia supplementare, rispetto alle condizioni statiche, porterà ad un incremento della massima tensione a cui sono sottoposti i rinforzi, e a cui dovranno resistere. Si procede con le verifiche interne sui rinforzi e sugli elementi di facciata.

Seguono le verifiche nei confronti della rottura del rinforzo, del pullout, della rottura delle connessioni in facciata.

Nel capitolo 8 si propone l'alternativa del pendio ripido rinforzato quando la scelta di un muro in MSE risulta troppo costosa. Nelle varie sezioni del capitolo 8 si parla della dei tipi di sistemi e dei materiali da costruzione; dell'approccio progettuale per la stabilità interna per l'uso dei rinforzi. Si fornisce una panoramica sui programmi di calcolo per la progettazione. Segue una discussione dei requisiti di stabilità esterna, della sequenza di costruzione e degli accorgimenti per prevenire l'erosione del pendio. Le sezioni finali comprendono i dettagli di progettazione di funzioni pertinenti tra la barriera del traffico e le considerazioni di drenaggio e dei case history per dimostrare il potenziale risparmio di costi.

Il capitolo 9 si occupa di spiegare passo passo come condurre la progettazione di un pendio rinforzato. Nel capitolo 10 si illustrano gli elementi necessari per le diverse procedure da utilizzare, per il processo di approvazione e per il materiale impiegato e per le specifiche di costruzione. Anche se questo capitolo affronta specificamente la necessità di politiche e procedure formali per MSE e strutture RSS, le raccomandazioni e la necessità di uniformità di pratica si applica a tutti i tipi di strutture di sostegno. Il capitolo 11 chiude le norme FHWA occupandosi di alcune considerazioni in fase costruttive e di cui il progettista, il personale di cantiere ed il team di ispezione devono essere consapevoli in modo che potenziali problemi di prestazioni possono essere evitati. Queste considerazioni riguardano il tipo di sistema di costruzione, le condizioni specifiche del sito, il materiale di riempimento utilizzato e i requisiti della facciata.

3.5. CONCLUSIONI

Nei paragrafi precedenti si è condotta una breve esame di due principali normative sulle opere in terra rinforzata, in particolare si è fatto riferimento alla normativa anglosassone BS 8006:1995 e alla normativa statunitense la FHWA 2009. Lo scopo principale di questa rassegna è stato quello

di osservare in che modo le altre nazioni affrontano il problema della progettazione delle opere in terra rinforzata rispetto alla normativa nazionale rappresentata dalle NTC\08. Risulta evidente che le normative estere a cui si è fatto riferimento si occupano solamente delle opere in terra rinforzata per cui risultano molto più complete ed esaustive rispetto alla NTC\08, la quale sostanzialmente ingloba le opere in terra rinforzata fra le opere di tipo misto senza fornire alcun riferimento progettuale valido al progettista che si accinge alla progettazione dell'opera. È auspicabile che nell'arco dei prossimi anni verrà colmato questo divario, fornendo al progettista tutta una serie di informazioni in merito alle modalità di verifica dei differenti meccanismi di rottura, del tutto assenti al momento attuale, alle modalità di esecuzione dell'opera e agli accorgimenti da seguire in fase costruttiva. Alla stato attuale quest'ultimo aspetto è affidato principalmente alla esperienza del progettista e del personale tecnico dell'impresa.

Sebbene la normativa italiana lascia al progettista la libertà di impiegare il metodo di progettazione più indicato, avere a disposizione delle raccomandazioni e delle procedura standardizzate consentirebbe di avere un maggior controllo sulle opere progettate e realizzate.

Nei capitoli successivi verranno esposti diversi meccanismi di rottura che possono incorrere in un muro in terra rinforzata e per ciascuno si forniranno le espressioni del coefficiente critico, del fattore di forma. Inoltre si esporrà il metodo pseudo statico equivalente che permette di condurre una progettazione di tipo prestazionale utilizzando un metodo pseudo-statico.

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca

FIGURE

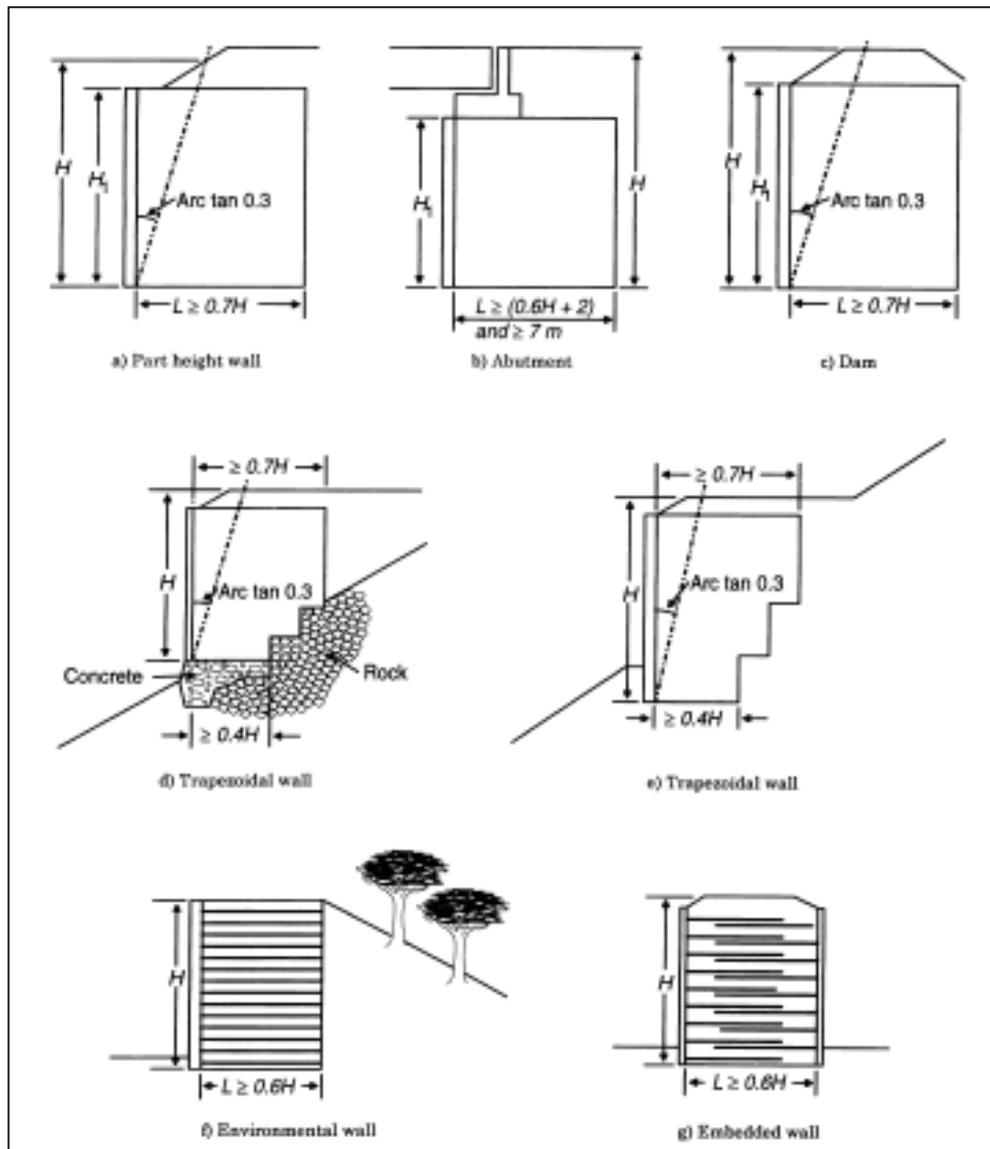


Figura 3. 1: Dimensioni tipiche di alcune strutture in terra rinforzata (BS 8006, 1995)

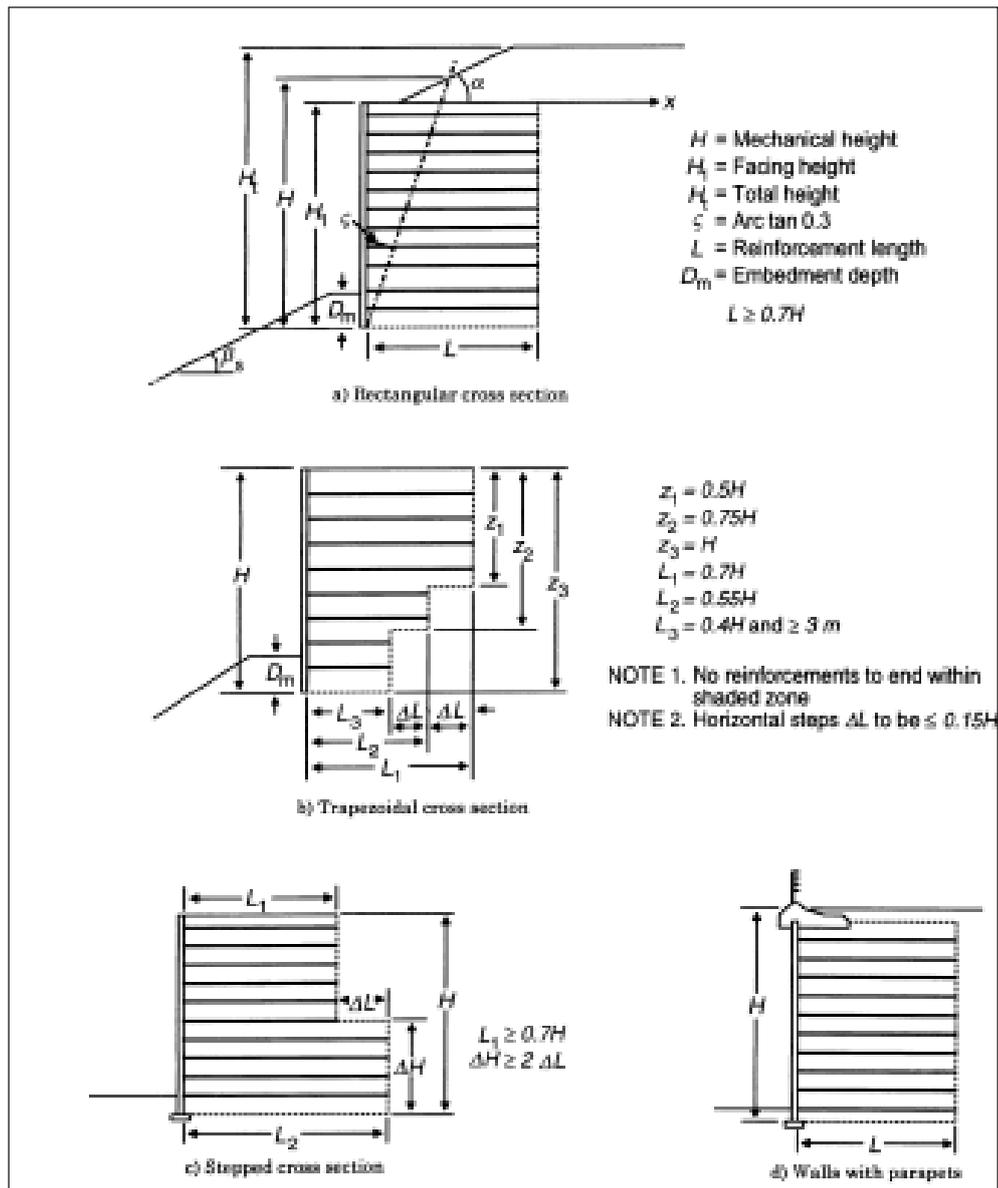
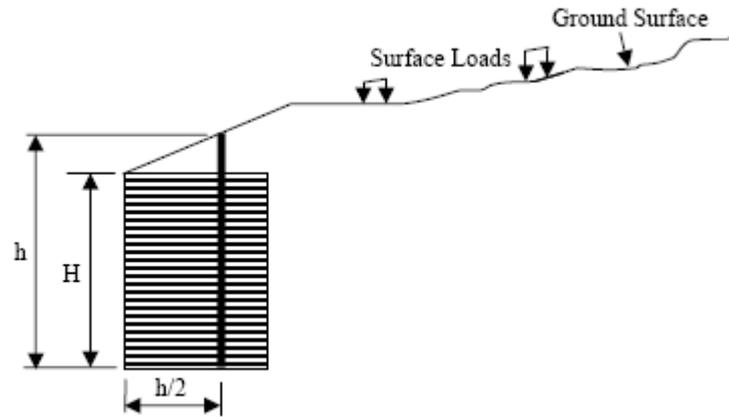


Figura 3. 2: Dimensioni tipiche dei muri in terra rinforzata con varie geometrie (BS 8006, 1995)



$$h = H + \frac{\tan I(0.5H)}{(1 - 0.5 \tan I)}$$

where I is the backfill slope angle

$h/2$ is measured from back of wall facing

Figura 3. 3: Definizione delle altezze per le analisi sismiche (FHWA 2009)

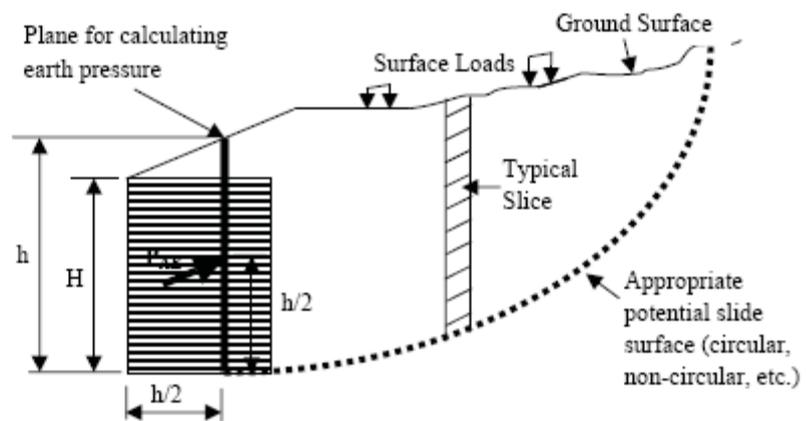


Figura 3. 4: Utilizzo dei metodi di analisi di stabilità dei pendii per calcolare la spinta attiva sismica (FHWA 2009)

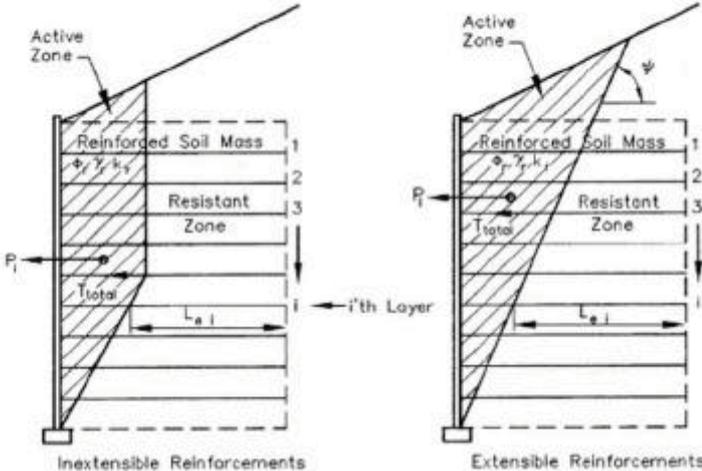


Figura 3. 5: Stabilità interna sismica di un muro in MSE (FHWA 2009)

TABELLE

Tabella 3. 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC 08)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 3. 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC 08)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_T	1,0	1,0

Tabella 3. 3: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (NTC 08)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Partial factors		Ultimate limit state	Serviceability limit state
Load factors	Soil unit mass e.g. wall fill	The appropriate value of f_{fs} to be chosen according to Table 17 and Table 18 for the particular load combinations	
	External dead loads e.g. line or point loads	The appropriate value of f_f to be chosen according to Table 17 and Table 18 for the particular load combinations	
	External live loads e.g. traffic loading	The appropriate value of f_q to be chosen according to Table 17 and Table 18 for the particular load combinations	
Soil material factors	to be applied $\tan \varphi'_p$	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
	to be applied to c'	$f_{ms} = 1.6$	$f_{ms} = 1.0$
	to be applied to c_u	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
Reinforcement material factor	to be applied to the reinforcement base strength	The value of f_m should be consistent with the type of reinforcement to be used and the design life over which the reinforcement is required — see 6.4.2 and Annex A	
Soil/reinforcement interaction factors	Sliding across surface of reinforcement	$f_s = 1.3$	$f_s = 1.0$
	Pull-out resistance of reinforcement	$f_p = 1.3$	$f_p = 1.0$
Partial factors of safety	Foundation bearing capacity: to be applied to q_{ult}	$f_{ms} = 1.35$	NA
	Sliding along base of structure or any horizontal surface where there is soil-to-soil contact	$f_s = 1.2$	NA

Tabella 3. 5: Fattori parziali per le combinazioni di carico da esaminare per i muri (BS 1995)

Effects	Combinations		
	A	B	C
Mass of the reinforced soil body	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$	$f_{fs} = 1.0$
Mass of the backfill on top of the reinforced soil wall	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$	$f_{fs} = 1.0$
Earth pressure behind the structure	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$
Traffic load: on reinforced soil block: behind reinforced soil block	$f_q = 1.5$	$f_q = 0$	$f_q = 0$
	$f_q = 1.5$	$f_q = 1.5$	$f_q = 0$
<p>NOTE The following descriptions of load cases identify the usual worst combination for the various criteria but are for guidance only. All load combinations should be checked for each layer of reinforcements within each structure to ensure the most critical condition has been found and considered.</p> <p><i>Combination A</i> This combination considers the maximum values of all loads and therefore normally generates the maximum reinforcement tension and foundation bearing pressure. It may also determine the reinforcement requirement to satisfy pull-out resistance although pull-out resistance is usually governed by combination B.</p> <p><i>Combination B</i> This combination considers the maximum overturning loads together with minimum self mass of structure and superimposed traffic load. This combination normally dictates the reinforcement requirement for pull-out resistance and is normally the worst case for sliding along the base.</p> <p><i>Combination C</i> This combination considers dead loads only without partial load factors. This combination is used to determine foundation settlements as well as generating reinforcement tensions for checking the serviceability limit state.</p>			

Tabella 3. 6: Fattori parziali per le combinazioni di carico da esaminare nel caso dei terrapieni (BS 8006, 1995)

Effects		Combinations		
		A	B	C
Dead load of the structure		$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$	$f_{fs} = 1.0$
Dead load of the fill on top of the structure		$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs}^s = 1.0$	$f_{fs} = 1.0$
Dead load of bridge and bank seat		$f_t = 1.2$	$f_t = 1.0$	$f_t = 1.0$
Backfill pressure behind the bank seat		$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$
Backfill pressure behind the structure		$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$
Horizontal loads due to creep and shrinkage		$f_t = 1.2$	$f_t = 1.2$	$f_t = 1.0$
Traffic loading		Over the entire structure $f_q = 1.5$	Behind the reinforced zone $f_q = 1.5$	
Bridge vertical live load	HA	$f_q = 1.5$	$f_q = 1.5$	
	HA and HB	$f_q = 1.3$	$f_q = 1.3$	
Braking dynamic load	HA	$f_q = 1.25$	$f_q = 1.25$	
	HA and HB	$f_q = 1.1$	$f_q = 1.1$	
Temperature effects		$f_q = 1.3$	$f_q = 1.3$	
<p>NOTE The following descriptions of load cases identify the usual worst combination for the various criteria but are for guidance only. All load combinations should be checked for each layer of reinforcements within each structure to ensure the most critical condition has been found and considered.</p> <p><i>Combination A</i> This combination considers the maximum values of all loads and therefore normally generates the maximum reinforcement tension and foundation bearing pressure. It may also determine the reinforcement requirement to satisfy pull-out resistance although pull-out resistance is usually governed by combination B.</p> <p><i>Combination B</i> This combination considers the maximum overturning loads together with minimum self mass of structure and superimposed traffic load. This combination normally dictates the reinforcement requirement for pull-out resistance and is normally the worst case for sliding along the base.</p> <p><i>Combination C</i> This combination considers dead loads only without partial load factors. This combination is used to determine foundation settlements as well as generating reinforcement tensions for checking the serviceability limit state.</p>				

Tabella 3. 7: Dimensioni tipiche di muri e terrapieni (BS 8006:1995)

Structure type	Minimum reinforcement length
Walls with normal retaining function	$0.7H$ (3 m minimum)
Bridge abutments	The greater of $0.6H + 2$ m or 7 m
Trapezoidal walls and abutments*	$0.7H$ for reinforcements in top half of structure, $0.4H$ for reinforcements in bottom half of structure or 3 m minimum
Stepped walls and abutments	$0.7H$ in top half of structure, see Figure 20 c) for longer strips at base
Walls subject to low thrust from retained fill such as negative backslope or embedded walls, see Figure 15 g) and j)	$0.6H$ or 3 m minimum
Low height walls i.e. less than 1.5 m	Subject to particular considerations
<p>* For trapezoidal walls the vertical spacing of the reinforcements should obey the following: $L/H < 0.55 : S_v/H \leq 0.125$ $0.55 \leq L/H < 0.65 : S_v/H \leq 0.167$ $0.65 \leq L/H < 0.75 : S_v/H \leq 0.222$ where S_v is the vertical spacing of reinforcements; L is the length of reinforcement at any level; H is the height of structure defined in Figure 20 b).</p>	

Tabella 3. 8: Capacità minima di spostamento verticale richiesta al sistema di facciata per sopportare gli spostamenti verticali di un terreno rinforzato (BS 8006, 1995)

Structural form	Minimum vertical movement capacity of system
Discrete panels	Joint closure of 1 in 150 relative to panel height
Full height panels	Vertical movement capacity of connections 1 in 150 relative to panel height
Semi-elliptical facings	Vertical distortion of 1 in 150 relative to panel height
Geotextile wrap-around facings	No specific limit except for appearance or serviceability considerations

Tabella 3. 9: Indicazioni sugli effetti degli spostamenti (BS 8006, 1995)

Maximum differential settlement	Comment
1 in 1000	Not normally significant
1 in 200	Full height panels may be affected by joints closing or opening
1 in 100	Normal safe limit, without special measures, for discrete concrete panel facings
1 in 50	Normal safe limit for semi-elliptical steel face elements. Discrete concrete panels may suffer closed joints if special measures not included
1 in < 50	Soft facings may suffer distortion affecting their retaining ability

NOTE There is no intended firm limit between categories. This is a preliminary guide only.

Tabella 3. 10: Tolleranze accettate per le facciate di muri e terrapieni rinforzati (BS 8006, 1995)

Location of plane of structure	Tolerance \pm 50 mm
Verticality	\pm 5 mm per metre height (i.e. \pm 40 mm per 8 m)
Bulging (vertical) and bowing (horizontal)	\pm 20 mm in 4.5 m template
Steps at joints	\pm 10 mm
Alignment along top (horizontal)	\pm 15 mm from reference alignment

Tabella 3. 11: Limiti di funzionalità per le deformazioni interne di post-costruzione per i terrapieni dei ponti e dei muri in terra rinforzata (BS 8006, 1995)

Structure	Strain %
Bridge abutments	0.5
Retaining walls	1.0

CAPITOLO 4 ANALISI PSEUDO-STATICA DELLE CONDIZIONI DI COLLASSO E VALUTAZIONI DELL'ACCELERAZIONE CRITICA

4.1. INTRODUZIONE

Nel capitolo precedente sono stati esposti alcuni dei metodi di analisi utilizzati per valutare la componente orizzontale dell'accelerazione critica di un'opera in terra rinforzata ed alcuni metodi per studiarne la stabilità. I metodi pseudo-statici rappresentano i metodi di maggiore utilizzo in quanto la possibilità di poter schematizzare la forza sismica con un'azione statica equivalente, consente di semplificare l'analisi fornendo dei risultati affidabili. I metodi pseudo-statici possono essere applicati eseguendo un'analisi all'equilibrio limite o all'analisi limite

Nel presente capitolo verranno rivisitati alcuni fra i meccanismi di collasso più comuni per le opere in terra rinforzata fornendo per ciascuno di essi un'espressione per il calcolo del coefficiente sismico critico adoperando il metodo pseudo-statico all'equilibrio limite o all'analisi limite. La possibilità di stimare il coefficiente sismico critico per ciascun meccanismo di collasso consente di disporre di un parametro di riferimento del meccanismo di collasso critico per il muro in terra rinforzata analizzato, inoltre diventa necessario nel caso in cui si ricorre ad un'analisi agli spostamenti semplificata (e.g. analisi alla Newmark) per integrare l'accelerogramma di riferimento.

4.2. COLLASSO PER SCORRIMENTO ALLA BASE

Il meccanismo di scorrimento alla base prevede che la massa di terreno rinforzato e l'eventuale facciata, a causa della spinta esercitata in condizioni dinamiche del terreno retrostante il muro e dalle forze d'inerzia, scorra lungo un piano orizzontale che passa per il piede del muro. Lo studio di questo meccanismo di collasso viene condotto utilizzando sia un'analisi pseudo-statica all'equilibrio limite che all'analisi limite considerando la presenza di una facciata rigida e di un sovraccarico verticale uniformemente distribuito.

4.2.1. *Analisi all'equilibrio limite*

Nel caso di analisi pseudo-statica all'equilibrio limite, per determinare l'espressione del coefficiente critico orizzontale che compete al meccanismo di scorrimento diretto occorre riscrivere l'espressione della spinta attiva S_{ac} in una forma differente da quella classica in cui si impiega il coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe, in quanto si ha la necessità di ottenere un'espressione di S_{ac} in cui la dipendenza dal coefficiente sismico orizzontale k_h sia esplicita. Infatti nella classica espressione del coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe, il k_h è implicitamente contenuto nell'angolo θ (angolo di deviazione fra la componente verticale complessiva e la componente orizzontale dell'azione sismica). Per cui, la spinta attiva dinamica è stata valutata sfruttando le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale ed orizzontale, insieme al criterio di rottura di Coulomb. Occorre sottolineare, che in tutti i meccanismi di rottura proposti da Cai e Bathurst (1995, 1996), la spinta attiva agente è quella fornita da una superficie di tipo piana inclinata di α rispetto l'orizzontale, ciò per semplificare le analisi altrimenti per ogni meccanismo occorrerebbe stimare la reale distribuzione della spinta. Operare in tale modo non comporta grossi errori pertanto si è mantenuta tale ipotesi anche per la valutazione del coefficiente sismico critico orizzontale.

In riferimento alla Figura 4.1 si scrivono le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale ed orizzontale ottenendo il seguente sistema:

$$\begin{cases} S_{ae} \cos(\psi-\delta) - k_h W_c - R \sin(\alpha-\varphi) = 0 & (4.1) \\ S_{ae} \sin(\psi-\delta) + (1-k_v) W_c - R \cos(\alpha-\varphi) = 0 & (4.2) \end{cases}$$

dove S_{ae} è la spinta attiva dinamica agente sul muro, W_c è il peso del cuneo di terreno che si instabilizza, R è l'azione agente in direzione ortogonale alla superficie di scorrimento. L'espressione utilizzante per il calcolo del peso del cuneo in spinta attiva W_c è la seguente:

$$W_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cot \alpha - \cot \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right)}{\cos \psi} \sin \left(\frac{\pi}{2} + \psi + \beta \right) \quad (4.3)$$

Operando con opportune sostituzioni si ricava l'espressione della spinta attiva S_{ac} :

$$S_{ae} = W_c \frac{k_h(1-\Omega \tan(\alpha-\phi)) + \tan(\alpha-\phi)}{\cos(\psi-\delta) - \sin(\psi-\delta) \tan(\alpha-\phi)} = W_c \frac{k_h A + B}{C} \quad (4.4)$$

Infine per ottenere la classica espressione dalla spinta attiva basta dividere S_{ac} (eq. 4.4) per la quantità $\frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - \Omega k_h)$, in tal modo si ha a disposizione un'espressione del coefficiente di spinta attiva con dipendenza esplicita da k_h che è data da:

$$k_{ae} = \frac{W_c}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \frac{k_h A + B}{C} \frac{1}{(1 - \Omega k_h)}, \quad (4.5)$$

avendo posto:

$$A = 1 - \Omega \tan(\alpha - \phi) \quad (4.6)$$

$$B = \tan(\alpha - \phi) \quad (4.7)$$

$$C = \cos(\psi - \delta) - \sin(\psi - \delta) \tan(\alpha - \phi) \quad (4.8)$$

Poiché è sussiste la relazione (Cai et al. 1995, Bathurst et al. 1996) $(1 \pm k_v) k_{ae} = k_a \mp \Delta k_{dyn}$ in cui k_{ae} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche e Δk_{dyn} è l'incremento del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche, si può ricavare l'espressione del coefficiente di spinta statico e l'incremento dinamico del coefficiente di spinta sfruttando la formula della spinta attiva ricavata in precedenza (eq. 4.4):

$$k_{stat} = \frac{W_{c,sta}}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \frac{\tan(\alpha_{stat} - \phi)}{\cos(\psi - \delta) - \sin(\psi - \delta) \tan(\alpha_{stat} - \phi)} \quad (4.9)$$

$$\Delta k_{dyn} = \frac{1}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \left[W_c \frac{k_h A + A_1}{B} - W_{c,sta} \frac{A_{stat}}{B_{stat}} \right] \quad (4.10)$$

L'utilità di scrivere il coefficiente di spinta attivo sismico come la somma di un contributo statico e di un contributo dinamico nasce dalla possibilità di poter considerare una distribuzione trapezoidale della spinta attiva, piuttosto della classica distribuzione triangolare. Tale scelta è giustificabile dal fatto che quando si effettua la verifica di un meccanismo di rottura che si genera

all'interno della facciata o del blocco di terreno rinforzato si esegue un'analisi più conservativa in quanto in corrispondenza degli strati più superficiali si considera una spinta maggiore.

L'equazione 4.4 mostra in maniera chiara la dipendenza esplicita di S_{ac} dal coefficiente sismico e ciò consentirà di operare in maniera semplice nella scrittura dell'equazione del moto relativo al meccanismo di rottura che si andrà a considerare e di cui si parlerà nei successivi capitoli. In realtà vi è anche una dipendenza implicita di S_{ac} da k_h , in quanto l'inclinazione del cuneo di spinta attiva, in condizioni sismiche, dipende proprio da k_h . Tale dipendenza, nelle applicazioni che riguardano il presente lavoro, verrà tenuta in conto in quanto si farà ricorso al valore di α_{crit} che compete al coefficiente sismico critico.

Nel caso in cui vi sia un sovraccarico verticale infinitamente esteso, le equazioni di equilibrio cambiano in quanto il sovraccarico si assimila ad una massa potenzialmente instabile. L'espressione della spinta attiva esercitata dal terreno a tergo della massa di terreno potenzialmente instabile, in presenza di un sovraccarico q , sarà differente. In questo caso si utilizzano le espressioni della spinta attiva ricavate da Blanco (2010) per un muro a gravità, in particolare si riportano le espressioni dell'angolo di inclinazione del cuneo in spinta attiva

$$\tan \alpha_c = \frac{B_1 - B_2 \cdot K_{ac}(\alpha)}{2 \cdot [A_2 \cdot K_{ac}(\alpha) - A_1]} \quad (4.11)$$

$$K_{ac}(\alpha) = \frac{A_1 \cdot (\tan \alpha)^2 + B_1 \cdot \tan \alpha + C_1}{A_2 \cdot (\tan \alpha)^2 + B_2 \cdot \tan \alpha + C_2} \quad (4.12)$$

Nel caso di assenza di sovraccarico, le azioni che determinano l'equilibrio del muro in terra rinforzata nel caso di scorrimento diretto (Figura 4.2) sono le forze d'inerzia dovute al peso del terreno rinforzato comprensivo della facciata in direzione orizzontale, ovvero $W_{tot}k_h$, ed in direzione verticale, ovvero $W_{tot}k_v$, la spinta attiva S_{ac} , la resistenza a taglio alla base del muro $(1-k_v)W_{tot} \tan \phi$. Il fattore di sicurezza relativo al meccanismo di scorrimento diretto è:

$$F_{sd} = \frac{W_{tot}(1-k_v)\tan\phi}{k_h\lambda W_{tot} + S_{ac} \cos(\delta-\psi)} \quad (4.13)$$

Sfruttando l'espressione della spinta attiva riportata nell'equazione 4.4 e ponendo il fattore di sicurezza unitario si ricava il coefficiente critico orizzontale relativo al meccanismo di scorrimento alla base:

$$k_{h,cr\Omega} = \frac{W_{tot} \tan\phi - W_c \frac{A_1}{B} \cos(\delta - \psi)}{\lambda W_{tot} + W_c \frac{A}{B} \cos(\delta - \psi) + \Omega W_{tot}} \quad (4.14)$$

$$k_{h,crv} = k_{h,cr}^0 - k_v \frac{W_{tot} \tan\phi}{\lambda W_{tot} + W_c \frac{A}{B} \cos(\delta - \psi)} \quad (4.15)$$

Le equazioni 4.13 e 4.14 rappresentano rispettivamente il coefficiente sismico critico orizzontale nel caso $k_v = \Omega k_v$ e nel caso di componente verticale variabile nel tempo $k_v = f(t)$.

4.2.2. *Analisi limite*

Il meccanismo di scorrimento alla base riportato in Figura 4.3 fa parte dei meccanismi di collasso esterni che si possono innescare in un muro in terra rinforzata soggetto a carichi di tipo statico ed all'azione sismica. Poter considerare la componente verticale del moto sismico nella determinazione del coefficiente sismico orizzontale per un dato meccanismo di collasso, diventa fondamentale in tutte quelle condizioni in cui la componente verticale del sisma è rilevante. Per cui, sulla scorta delle trattazioni di Conte et al. (2000) e di Michalowski et al. (2000), utilizzando il metodo pseudo-statico all'analisi limite per il meccanismo di scorrimento alla base, si tiene in considerazione la componente verticale del moto sismico moltiplicando la forza peso per il coefficiente $(1-k_v)$. Inoltre viene ipotizzata anche la presenza di un carico uniformemente distribuito in testa al muro di entità "q" al fine di poter considerare l'eventuale sovrastruttura posta a monte del muro.

Le opere in terra rinforzata presentano un campo di applicazione molto vasto, e nell'ultimo decennio si è curato molto anche l'aspetto estetico - architettonico dell'opera in terra rinforzata al finito. Infatti vi è un grande utilizzo di facciate costituite da blocchi modulari, di forme e dimensioni variabili, che conferiscono al muro in terra rinforzata un aspetto che ben si adegua al contesto urbano in cui è collocato. Sulla base di tali considerazioni, è stato inserito nel meccanismo di scorrimento alla base anche la presenza di un'eventuale facciata rigida soggetta anch'essa all'azione sismica. Lo schema di riferimento utilizzato per lo studio del meccanismo di scorrimento diretto è indicato in Figura 4.3, in cui il cuneo A si sposta con una velocità V_A , il cuneo B con una velocità V_B e il cuneo C con una velocità V_C . Talvolta i rinforzi superiori possono avere una lunghezza maggiore rispetto ai rinforzi inferiori, per cui nel caso in cui la larghezza del cuneo B sia uguale alla lunghezza dei rinforzi inferiori ($L_{r,inf}$) si avrà un altro

contributo di resistenza dovuto ai rinforzi superiori che si estendono oltre il blocco B. Indicando con ΣT_i la resistenza dei rinforzi, l'equazione di bilancio energetico per il meccanismo di scorrimento alla base di un muro in terra rinforzata con facciata sarà:

$$\begin{aligned} \bar{G}_A(1-k_v)V_A \sin(\alpha-\phi_A) + k_h \bar{G}_A V_A \cos(\alpha-\phi_A) + \sum_{i=1}^n T_i V_A \cos(\pi-\beta-\phi_A^*) - \bar{G}_B(1-k_v) V_B \sin \phi_B \\ \dots - G_C(1-k_v)V_C \sin \phi_C + k_h G_C V_C \cos \phi_C - \sum_{i=1}^n T_i V_C \cos(\pi-\beta-\phi_A^*) = 0 \end{aligned} \quad (4.16)$$

ove G_A , G_B e G_C sono i pesi dei tre cunei, ϕ_A è l'angolo d'attrito terreno di sito – terreno di sito, ϕ_B è l'angolo d'attrito alla base del terreno rinforzato (e.g. angolo di attrito terreno-rinforzo oppure terreno-terreno), ϕ_C è l'angolo d'attrito blocco-blocco di facciata in quanto quando si adoperano le facciate con blocchi modulari solitamente questi blocchi vengono fatti arrivare più giù della base di posa del muro in terra rinforzata. Inoltre il rapporto tra le velocità dei blocchi viene determinato sulla base del diagramma delle velocità (Odografo) come riportata in Figura 4.4, da cui si ricava che:

$$\frac{V_A}{V_B} = \frac{\sin(\beta+\phi_A^*+\phi_B)}{\sin(\beta-\alpha+\phi_A+\phi_A^*)} = R_1 \quad (4.17)$$

$$\frac{V_C}{V_B} = \frac{\sin(\beta+\phi_B+\phi_A^*)}{\sin(\beta+\phi_C+\phi_A^*)} = R_2 \quad (4.18)$$

dove ϕ_A^* è l'angolo di attrito fra i tre blocchi, esso è stato assunto uguale per tutti i blocchi in quanto fra il blocco C (facciata) e il blocco B (terreno rinforzato) viene interposto un dreno (costituito da materiale granulare di grosso diametro), quindi si può assumere che l'attrito fra il blocco A-B ed il blocco B-C sia lo stesso non comporta grossi errori. I rapporti fra le velocità ottenuti valgono per entrambe le condizioni ovvero $\phi_B < \phi_C$ e $\phi_B > \phi_C$. Dopo opportune sostituzioni si perviene all'espressione del coefficiente sismico critico orizzontale funzione di Ω :

$$k_{h,cr\Omega} = \frac{\bar{G}_B \sin \phi_B - \bar{G}_A \sin(\alpha-\phi_A) R_1 + G_C \sin \phi_C R_2 + \sum_{i=1}^n T_i (1-R_1) \cos(\pi-\beta-\phi_A^*)}{\bar{G}_A R_1 (\cos(\alpha-\phi_A) - \Omega \sin(\alpha-\phi_A)) + \bar{G}_B (\cos \phi_B + \Omega \sin \phi_B) + G_C (\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C) R_2} \quad (4.19)$$

Se si vuole considerare la componente verticale del moto sismico variabile nel tempo, l'espressione del coefficiente sismico orizzontale è:

$$k_{h,crv} = (1 - k_v) k_{h,cr}^0 + \frac{\sum_{i=1}^n T_i (1 - R_1) \cos(\pi - \beta - \phi_A^*)}{\bar{G}_A R_1 \cos(\alpha - \phi_A) + \bar{G}_B \cos \phi_B + G_C \cos \phi_C R_2} \quad (4.20)$$

dove $k_{h,cr}^0$ è coefficiente sismico orizzontale per $\Omega=0$.

Il valore critico si ottiene minimizzando l'espressione di $k_{h,cr}$ rispetto all'angolo α . Le espressioni dei pesi dei blocchi utilizzate per calcolare $k_{h,cr}$ sono:

$$G_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \sin \alpha} + q L_A \quad (4.21)$$

$$G_B = \gamma H L + q L_B \quad (4.22)$$

$$G_C = \gamma_c H L_c \quad (4.23)$$

Nelle equazioni è stato sommato al peso proprio del blocco l'eventuale contributo di un sovraccarico verticale uniformemente distribuito posto a ridosso del muro pari a q , in quanto nel meccanismo di collasso sono stati considerati solo moti di tipo traslativo.

4.3. COLLASSO INTERNO DI TIPO ROTAZIONALE

Il collasso di tipo rotazionale lungo una superficie curvilinea rappresentata da una spirale logaritmica prevede che la massa instabile ruoti come un corpo rigido rispetto al centro della spirale. Il meccanismo rotazionale lungo una spirale logaritmica è stato dapprima applicato ai pendii (Chen et al. 1969; Chang et al. 1984) e successivamente esteso anche ai muri in terra rinforzata (Michalowski 1998; Ausilio et al. 2000; Michalowski et al. 2000). Rispetto a quanto riportato nel capitolo precedente, verrà determinato il coefficiente sismico critico per un muro in terra rinforzata considerando un sovraccarico verticale uniformemente distribuito, la componente verticale del moto sismico e l'eventuale presenza di una facciata, schematizzata anche essa come un corpo rigido.

Il coefficiente sismico critico per un muro in terra rinforzata soggetto ad un meccanismo di collasso di tipo rotazionale lungo una spirale logaritmica viene stimato utilizzando il metodo pseudo-statico all'analisi limite (Chen et al. 1968; Chen et al. 1969; Chang et al., 1984), per cui si scriverà l'equazione di bilancio energetico fra le forze esterne e le forze interne. Occorre ricordare che quando si fa ricorso all'equazione di bilancio energetico fra le forze esterne e le forze interne significa ricercare il limite superiore del carico critico. Nel caso in cui sia presente un sovraccarico

“q” uniformemente distribuito a tergo del muro in terra rinforzata con piano campagna a monte del muro orizzontale, il lavoro speso dal sovraccarico e dalla relativa forza d'inerzia (Cheng et al. 1984) è:

$$L_p = qr_0^2 \dot{\omega} \frac{L}{r_0} \left(\cos \theta_0 - \frac{L}{2r_0} \right) = qr_0^2 \dot{\omega} f_p \quad (4.24)$$

$$L_{pi} = Xk_h qr_0^2 \dot{\omega} \frac{L}{r_0} \sin \theta_0 = Xk_h qr_0^2 \dot{\omega} f_q \quad (4.25)$$

La condizione critica per un muro in terra rinforzata soggetta ad un input sismico si ha quando il coefficiente sismico orizzontale k_h è tale da innescare il meccanismo di collasso rotazionale con velocità angolare $\dot{\omega}$ lungo una spirale logaritmica di centro O con raggio $r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \phi}$ (fig. 4.4) la spirale si estende dal piede del muro sino al p.c. a monte del muro, mentre la facciata sarà soggetta ad un movimento traslativo con velocità V_C . In particolare il vettore velocità lungo la spirale logaritmica è sempre ortogonale al raggio e forma con la tangente alla spirale logaritmica un angolo pari al valore dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, inoltre il modulo del vettore velocità lungo la superficie di scorrimento logaritmica vale $v = \omega r = \omega r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \phi}$. L'equazione di bilancio energetico per il meccanismo di collasso di tipo rotazionale lungo una spirale logaritmica per un muro in terra rinforzata con carico uniformemente in testa al muro con pannello di facciata è:

$$\begin{aligned} & \gamma r_0^3 \dot{\omega} (f_1 - f_2 - f_3) (1 - k_v) + k_h r_0^3 \dot{\omega} (f_4 - f_5 - f_6) + p r_0^2 \dot{\omega} f_p (1 - k_v) + X k_h p r_0^2 \dot{\omega} f_q - r_0 \dot{\omega} \sum T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i}{r_0} \right) \\ & + \end{aligned} \quad (4.26)$$

$$- G_C \dot{\omega} R_{vr} \sin \phi_C (1 - k_v) + G_C \dot{\omega} R_{vr} \cos \phi_C k_h = 0$$

Da cui si possono ricavare le due espressioni del coefficiente sismico critico, ovvero $k_{h,cr}$ funzione del coefficiente Ω e $k_{h,cr}$ funzione del coefficiente sismica verticale k_v ovvero della componente verticale del moto sismico:

$$k_{h,crv} = \frac{r_0 \sum T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i}{r_0} \right) + [G_C R_{vr} \sin \phi_C - \gamma r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3) - pr_0^2 f_p] (1 - k_v)}{\gamma r_0^3 (f_4 - f_5 - f_6) + X pr_0^2 f_q + G_C R_{vr} \cos \phi_C} \quad (4.27)$$

$$k_{h,cr\Omega} = \frac{r_0 \sum T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i}{r_0} \right) + G_C R_{vr} \sin \phi_C - \gamma r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3) - pr_0^2 f_p}{\gamma r_0^3 [(f_4 - f_5 - f_6) - \Omega (f_1 - f_2 - f_3)] + pr_0^2 [X f_q - \Omega f_p] + G_C R_{vr} [\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C]} \quad (4.28)$$

Utilizzando il diagramma delle velocità è possibile ricavare una relazione fra la velocità del blocco rappresentativo della facciata V_c e la velocità del blocco in terre rinforzata in corrispondenza del piede del muro V_h :

$$V_c = V_h \frac{\sin(\beta + \phi_C^* + \phi_C)}{\sin(\beta + \phi_C^* + \theta_h - \frac{\pi}{2})} \quad (4.29)$$

$$R_{vr} = \frac{\sin(\beta + \phi_C^* + \phi_C)}{\sin(\beta + \phi_C^* + \theta_h - \frac{\pi}{2})} r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \phi_A} = R_v r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \phi_A} \quad (4.30)$$

Il valore del $k_{h,cr}$ per il muro in terra rinforzata si stima minimizzando le equazioni 4.26 e 4.27, ovvero ricercando la coppia di angoli θ_0 e θ_h che individua il cinematismo critico.

4.4. COLLASSO INTERNO DI TIPO TRASLAZIONALE

Una superficie di scorrimento che potrebbe generarsi all'interno di un muro in terra rinforzata è rappresentata da un piano che passa per il piede del muro in terra rinforzata con un'inclinazione α rispetto all'orizzontale (Figura. 4.5). La superficie di rottura può intersecare tutti i rinforzi o una parte di essi, per cui il meccanismo di collasso sarà di tipo interno o composto. La scelta di una superficie di scorrimento di tipo piana può apparire in prima battuta un modo per semplificare lo studio della stabilità dell'opera in terra rinforzata, ed in realtà lo scorrimento piano rappresenta la superficie di scorrimento più semplice da considerare; resta il fatto che tale superficie viene inserita nelle norme americane sulle opere in terra rinforzata (FHWA/2009) come superficie critica che si genera all'interno di muro con pannelli di facciata e parete verticale o quasi (ovvero inclinazione rispetto alla verticale maggiore dei 10°) per studiarne la stabilità interna, utilizzando un metodo semplificato. Infatti tale superficie si genera all'interno di muri in terra rinforzata con

rinforzi estensibili, mentre nel caso di rinforzi inestensibili si considera una superficie bi-lineare in cui la seconda superficie è verticale.

Applicando il metodo pseudo-statico all'analisi limite al meccanismo di scorrimento piano (Ausilio et al. 2000) per un muro in terra rinforzata con facciata rigida, si avranno due blocchi che scorrono con velocità V_A e V_C , come indicato in figura 4.5 si ottiene la seguente equazione di bilancio energetico:

$$\begin{aligned} & \bar{G}_A(1-k_v)V_A \sin(\alpha-\phi) - \bar{G}_A k_h V_A \cos(\alpha-\phi_A) - G_C(1-k_v)V_C \sin \phi_C + G_C k_h V_C \sin \phi_C \\ & - \sum_{i=1}^n T_i V_A \cos(\alpha-\phi) = 0 \end{aligned} \quad (4.31)$$

In cui \bar{G}_A è il peso del cuneo A di terreno rinforzato comprensivo del carico q uniformemente distribuito agente nel cuneo A, G_C è il peso della facciata rigida, α è l'inclinazione del piano di scorrimento del cuneo A, ϕ_A è l'angolo di resistenza al taglio lungo in piano di scorrimento, ϕ_C è l'angolo di attrito terreno di fondazione-facciata. Utilizzando il diagramma delle velocità è possibile ricavare una relazione tra le velocità dei due blocchi, V_A e V_C , che nel caso di scorrimento piano risulta essere:

$$\frac{V_A}{V_C} = \frac{\sin(\beta+\phi_A^*+\phi_C)}{\sin(\beta+\phi_A^*-\alpha+\phi_A)} = R_v \quad (4.32)$$

Dove ϕ_A^* è l'angolo di attrito terreno del muro-facciata. Per cui dividendo i termini dell'equazione 4.30 per V_C , sono state ricavate le due espressioni per il calcolo del coefficiente sismico critico nel caso in cui si assuma un valore costante o variabile di k_v nel tempo:

$$k_{h,cr\Omega} = \frac{\sum_{i=1}^n T_i \cos(\alpha-\phi) - \sin(\alpha-\phi)\bar{G}_A + \frac{G_B \sin \phi_B}{R_v}}{\bar{G}_A [\cos(\alpha-\phi) - \Omega \sin(\alpha-\phi)] + \frac{G_B}{R_v} [\cos \phi_B + \Omega \sin \phi_B]} \quad (4.33)$$

$$k_{h,crv} = k_{h,cr}^0 + k_v \frac{\sin(\alpha-\phi)\bar{G}_A - \frac{G_B \sin \phi_B}{R_v}}{\cos(\alpha-\phi)\bar{G}_A + \frac{G_B \cos \phi_B}{R_v}} \quad (4.34)$$

Il valore del coefficiente sismico critico si ottiene minimizzando rispetto all'angolo α .

4.5. COLLASSO PER SCORRIMENTO INTERNO

Durante un evento sismico la presenza dei rinforzi, in particolare di geosintetici, nel terreno introduce la possibilità che un'ipotetica superficie di scorrimento sia quella che passi proprio per il piano in cui è contenuto il geosintetico. Questo meccanismo prende il nome di scorrimento interno, è l'analogo del meccanismo di scorrimento alla base ma occorre verificare lo scorrimento ad ogni profondità di posa dei rinforzi. Il meccanismo è governato dalla spinta attiva agente sino alla profondità di posa del geosintetico analizzato, dalle forze d'inerzia orizzontale e verticale, e dalla resistenza alla base fornita dall'attrito fra geosintetico e terreno e fra gli elementi della facciata. Utilizzando il metodo pseudo-statico all'equilibrio limite (Cai et al. 1996, Bathurst et al. 1995) si ottiene l'espressione del fattore di sicurezza:

$$F_s = \frac{V_f + W_{tot}(1-k_v) \tan \phi}{W_{tot} \lambda k_h + S_{ae} \cos(\delta - \psi)} = \frac{a_f + W_f(z)(1-k_v) \tan \lambda_f + \gamma z L_{rinf}(1-k_v) \tan \phi}{\gamma z L_{rinf} \lambda k_h + \cos(\delta - \psi) \left\{ \frac{z}{2} [p\gamma H \Delta k_{dyn} + (k_{sta} + \Delta k_{dyn}(1-p)\gamma z)] \right\}} \quad (4.35)$$

In questo modo si può tenere conto di una distribuzione anche di tipo trapezoidale della spinta attiva, grazie all'utilizzo del coefficiente p ; quando $p=0$ si ha la classica distribuzione triangolare di Mononobe-Okabe, ad esempio Bathurst et al. (1995) utilizzano $p=0.8$. Il coefficiente critico orizzontale sarà il valore corrispondente a $F_s=1$. Imponendo tale condizione è possibile ricavare l'espressione del coefficiente sismico critico orizzontale nel caso in cui si assuma un valore costante o variabile di k_v nel tempo:

$$k_{h,cr\Omega}(z) = \frac{a_f + W_f(z) \tan \lambda_f + W_t(z) \tan \phi - \left\{ \frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A_1}{B} \left[pH + (1-2p) \frac{z}{2} \right] - k_{sta} p(H-z) \right\} \gamma z \cos(\delta - \psi)}{\lambda W_{tot}(z) + \frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A}{B} \left[pH + (1-2p) \frac{z}{2} \right] \gamma z \cos(\delta - \psi) + \Omega(W_f(z) \tan \lambda_f + W_t(z) \tan \phi)} \quad (4.36)$$

$$k_{h,crv}(z) = \frac{a_f + (1-k_v)(W_f(z) \tan \lambda_f + W_t(z) \tan \phi) - \left\{ \frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A_1}{B} \left[pH + (1-2p) \frac{z}{2} \right] - k_{sta} p(H-z) \right\} \gamma z \cos(\delta - \psi)}{\lambda W_{tot}(z) + \frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A}{B} \left[pH + (1-2p) \frac{z}{2} \right] \gamma z \cos(\delta - \psi)} \quad (4.37)$$

4.6. COLLASSO DELLA FACCIATA

In presenza di facciata con elementi modulari come blocchetti prefabbricati, occorre verificare che non si manifestino fenomeni di bulbing, ovvero di espulsione degli elementi di facciata

(Figura. 4.7). Come indicato da Cai et al. (1995), la verifica di questo tipo di meccanismo consiste nell'appurare che la resistenza a taglio del blocco di facciata sia maggiore della somma dell'aliquota della spinta attiva esercitata dal terreno in corrispondenza del blocco e della forza d'inerzia generata da sisma. Pertanto il fattore di sicurezza, utilizzando la distribuzione trapezoidale della spinta attiva, sarà:

$$F_s = \frac{V_f(z)}{\Delta W_f k_h + [p\gamma H \Delta k_{dyn} + (k_{sta} + \Delta k_{dyn}(1-2p)\gamma z^*)] \cos(\delta-\psi) H_f} \quad (4.38)$$

Il coefficiente sismico critico orizzontale è:

$$k_{h,cr\Omega} = \frac{a_f + W_f(z) \tan \lambda_f - \left\{ \frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A_1}{B} [pH + (1-2p)z^*] - k_{sta} p(H-2z^*) \right\} \gamma H_f \cos(\delta-\psi)}{\Omega \Delta W_f \tan \lambda_f + \frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A}{B} [pH + (1-2p)z^*] \gamma \cos(\delta-\psi) H_f} \quad (4.39)$$

$$k_{h,crv} = \frac{a_f + (1-k_v)W_f(z) \tan \lambda_f - \left\{ \frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A_1}{B} [pH + (1-2p)z^*] - k_{sta} p(H-2z^*) \right\} \gamma H_f \cos(\delta-\psi)}{\frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A}{B} [pH + (1-2p)z^*] \gamma \cos(\delta-\psi) H_f} \quad (4.40)$$

4.7. COLLASSO PER OVER-STRESSING DEI RINFORZI

Il meccanismo di over-stressing (o di rottura dei rinforzi) si manifesta quando lo sforzo di trazione agente sui rinforzi supera la loro massima resistenza a trazione. Applicando il metodo pseudostatico all'equilibrio limite, si scrive l'espressione del fattore di sicurezza per stimare il coefficiente sismico critico. In questo caso l'azione resistente è rappresentata dalla massima tensione di trazione in grado di esplicitare il rinforzo mentre le azioni instabilizzanti sono dovute alla spinta attiva esercitata dal terreno retrostante la facciata limitatamente all'area di influenza del geosintetico e dalla forza di inerzia orizzontale che si genera in condizioni sismiche sugli elementi di facciata interessati dalla presenza del rinforzo. Anche questa verifica deve essere effettuata per tutte le profondità alle quali sono stati posizionati i rinforzi. Nel caso di distribuzione trapezoidale della spinta attiva pseudo-statica, il fattore di sicurezza nei confronti del meccanismo di over-stressing è:

$$F_s = \frac{T_{\max}}{\Delta W_f k_h + \left\{ \cos(\delta - \psi) S_v \left[p \gamma H \Delta k_{\text{dyn}} + (k_{\text{sta}} + \Delta k_{\text{dyn}} (1 - 2p) \gamma z) \right] \right\}} \quad (4.41)$$

Dove ΔW_f è il peso degli elementi di facciata influenzati dalla presenza del rinforzo alla profondità z , S_v è la spaziatura dei rinforzi.

Il coefficiente sismico critico è per il meccanismo di over-stressing è:

$$k_{h,\text{cr}} = \frac{T_{\max} \cdot \left\{ \frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A_1}{B} [pH + (1 - 2p)z] - k_{\text{sta}} p (H - 2z) \right\} \gamma S_r \cos(\delta - \psi)}{\frac{W_c}{0,5\gamma H} \frac{A}{B} [pH + (1 - 2p)z] \gamma S_r \cos(\delta - \psi) + \Delta W_f} \quad (4.42)$$

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca.

FIGURE

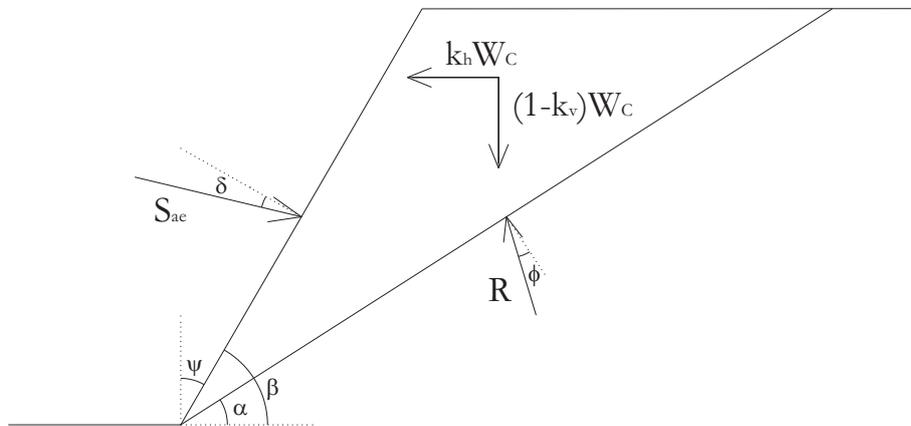


Figura 4. 1: Schema di riferimento per il calcolo della spinta attiva esercitata su un muro in terra rinforzata

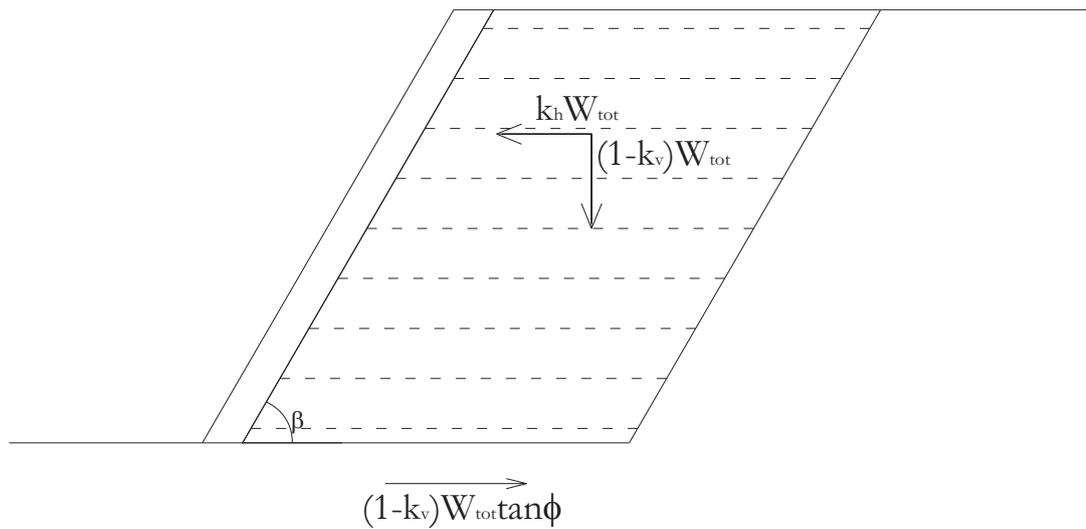


Figura 4. 2: Schema di riferimento delle azioni agenti nel meccanismo di scorrimento alla base secondo l'approccio all'equilibrio limite

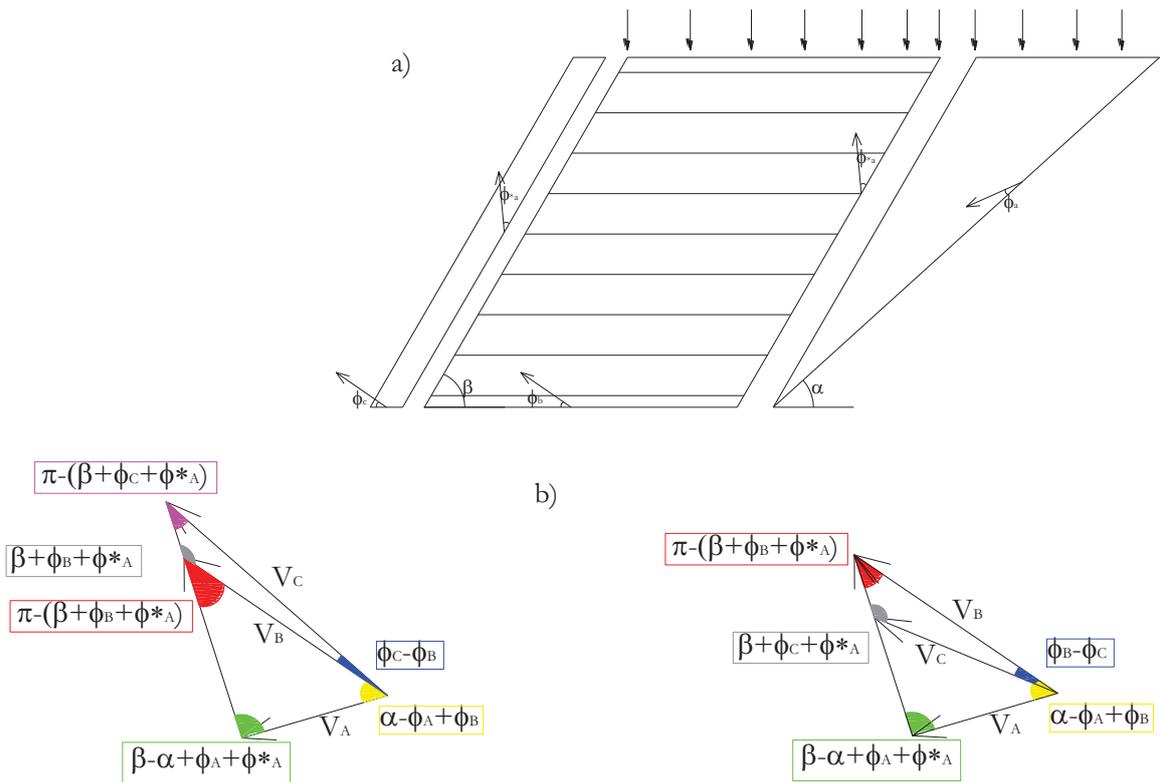


Figura 4. 3: Meccanismo di scorrimento diretto con facciata a); schema di riferimento: b) diagramma delle velocità

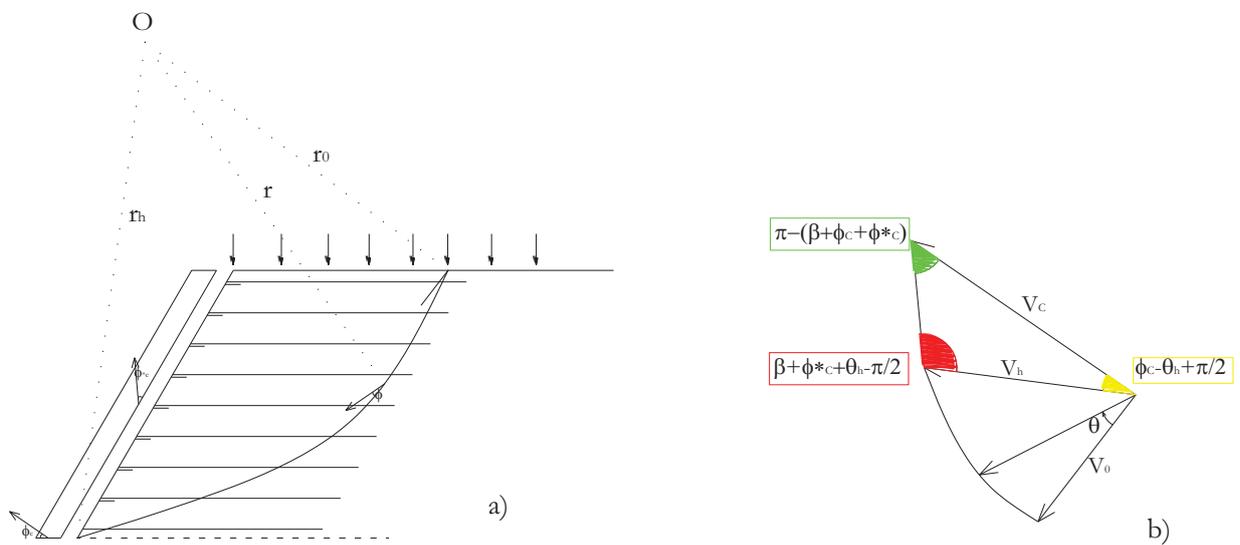


Figura 4. 4: Meccanismo rotazionale lungo una spirale logaritmica con facciata: a) schema di riferimento; b) diagramma delle velocità

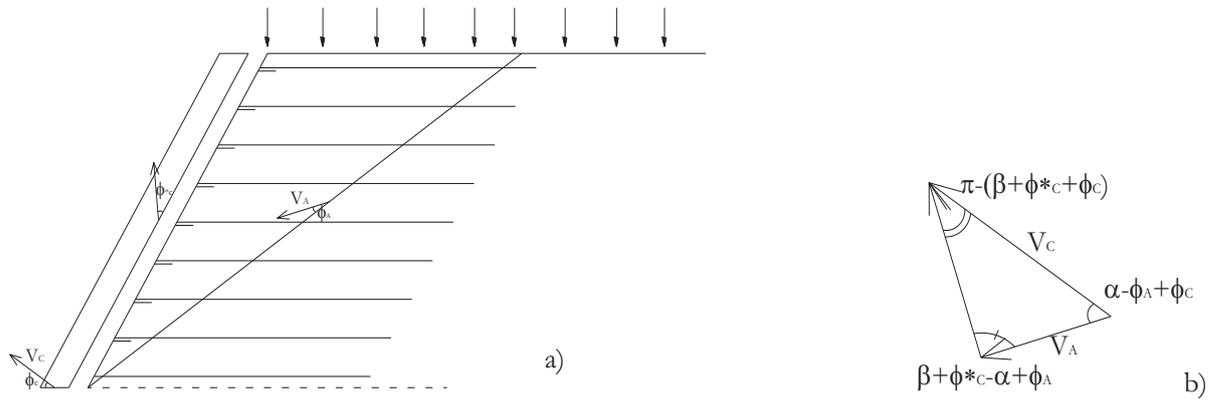


Figura 4. 5: Meccanismo di scorrimento piano con facciata: a) schema di riferimento; b) diagramma delle velocità

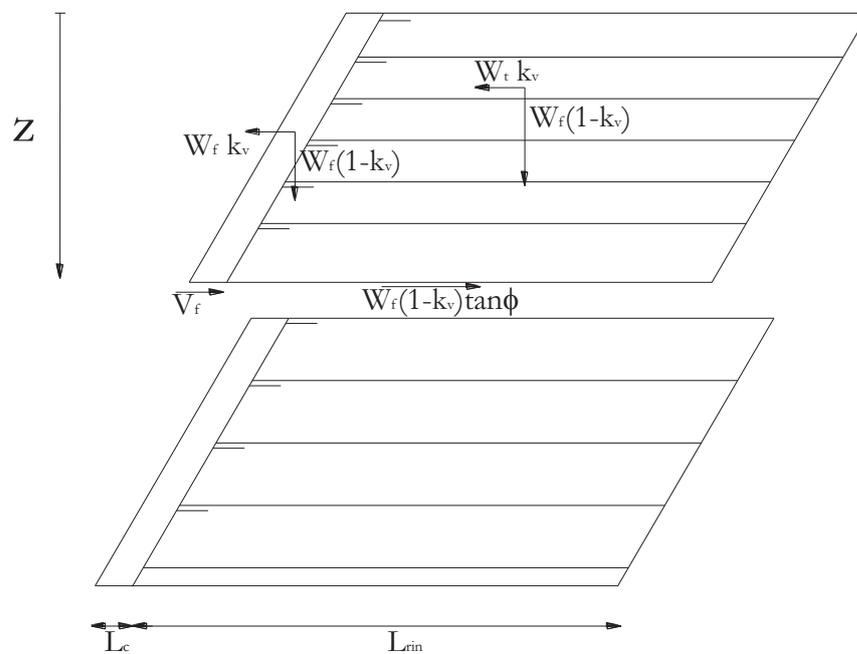


Figura 4. 6: Schema di riferimento per il meccanismo di scorrimento interno secondo l'approccio all'equilibrio limite

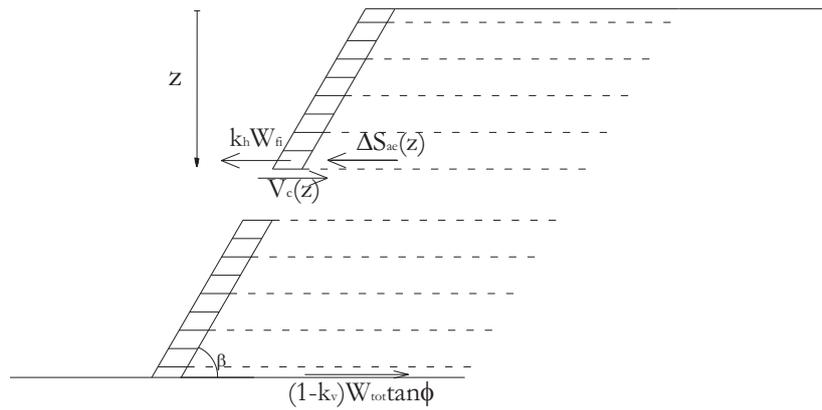


Figura 4. 7: Schema di riferimento per il meccanismo di scorrimento d'interfaccia secondo l'approccio all'equilibrio limite

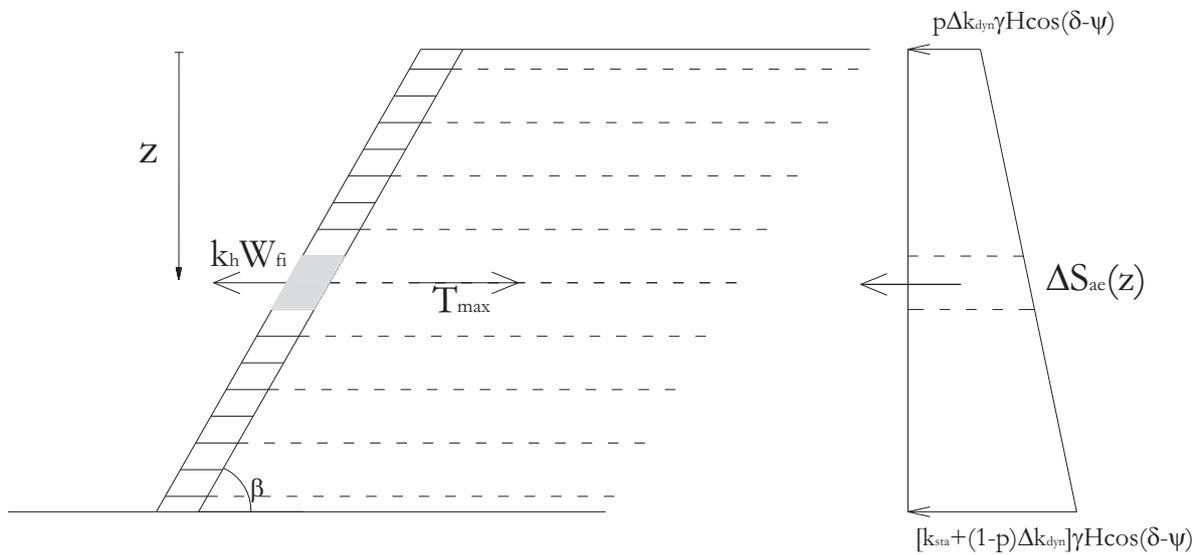


Figura 4. 8: Schema di riferimento per il meccanismo di scorrimento over-stressing secondo l'approccio all'equilibrio limite

CAPITOLO 5 ANALISI AGLI SPOSTAMENTI E ANALISI PSEUDO-STATICA EQUIVALENTE

5.1. INTRODUZIONE

Un grande contributo per il calcolo degli spostamenti permanenti di un'opera soggetta ad un input sismico fu dato da Newmark (1965) e Withman (lavoro non pubblicato). Il metodo studia il moto di un blocco posto su di un piano inclinato e soggetto ad attrito che si muove solamente quando vengono superate le azioni resistenti. L'efficacia e la semplicità del metodo hanno portato molto spesso ad impiegarlo anche in situazioni in cui la massa instabile non è rappresentabile da un blocco rigido. L'equazione del moto di un blocco, di massa m , che scorre su di un piano orizzontale, con accelerazione critica a_{crit} , soggetto ad un'accelerazione variabile nel tempo $a(t)$, è data da:

$$m(g(a(t)-a_{crit}))=\ddot{d}(t) \quad (5.1)$$

Basta integrare per due volte l'equazione 5.1 per ottenere lo spostamento complessivo d che il blocco di massa m subisce in seguito all'accelerazione $a(t)$. In ambito geotecnico è inverosimile trovare un meccanismo di collasso che possa essere comparato ad un blocco che scorre su di un piano al fine di stimarne gli spostamenti. In prima analisi perché il terreno è un materiale a comportamento plastico, ovvero tende a subire deformazioni permanenti per bassi livelli di carico. Inoltre durante gli eventi sismici all'aumentare del livello deformativo si assiste ad una riduzione della rigidezza a taglio ed ad un incremento dello smorzamento del terreno, tutto ciò fa capire come il terreno sia un materiale complesso e che approssimarlo ad un blocco rigido, che non cambia ne forma né dimensione, sia un'approssimazione non sempre accettabile. Nello studio dei meccanismi di collasso di un muro in terra rinforzata con metodi pseudo-statici solitamente viene mantenuta l'ipotesi che la massa di terreno instabile non modifichi la sua forma, ovvero che sia rigida, al fine di non apportare ulteriori oneri computazionali. Per cui, per tenere in considerazione la geometria del meccanismo di rottura analizzata e quindi la reale forma della massa instabile e pertanto della superficie di scorrimento, si cerca un coefficiente correttivo,

meglio noto come fattore di forma, che compare come un coefficiente moltiplicativo nel primo membro dell'equazione del moto. Esso consente di eseguire un'analisi agli spostamenti utilizzando sempre il metodo per il calcolo degli spostamenti alla Newmark ma allo stesso tempo adegua tali spostamenti permanenti al tipo di meccanismo analizzato, in caso contrario potrebbe accadere che meccanismi di collasso differenti ma con uguale accelerazione critica, a parità di massa, avrebbero gli stessi spostamenti. Nel paragrafi successivi verrà illustrato come determinare tali coefficienti correttivi per ciascuno dei meccanismi indagati per i muri in terra rinforzata.

5.2.EQUAZIONE DEL MOTO E FATTORE DI FORMA

L'equazione del moto è un'equazione differenziale del secondo ordine, in quanto deriva dalla legge di Newton. Per l'integrazione occorre però conoscere le condizioni del sistema in un dato istante, solitamente quello iniziale, per poter identificare univocamente il moto del punto materiale. Nei paragrafi successivi verranno riportate le equazioni del moto relative a ciascun meccanismo di collasso indagato. Nel caso in cui si adopera l'approccio all'equilibrio limite per studiare il meccanismo di collasso si impiegherà la legge di Newton per ricavare l'equazione del moto, mentre nel caso dell'analisi limite si ricorrerà all'equazione di bilancio energetico.

5.2.1. Meccanismo di scorrimento alla base: approccio all'equilibrio limite

Per il meccanismo di scorrimento alla base di un muro con elementi di facciata, l'equazione del moto ed il coefficiente di forma relativo al meccanismo di collasso sono determinati considerando le azioni orizzontali agenti sul muro in due condizioni di seguito descritte:

1. la massa potenzialmente instabile è in equilibrio con le forze agenti, ($\sum F_x=0$), ciò avviene quando l'accelerazione agente è proprio quella critica;
2. la massa è instabile a causa delle forze inerziali, ($\sum F_x=m\ddot{d}$), ovvero l'accelerazione è tale da causare il moto dalla massa instabile generando spostamenti permanenti.

La spinta attiva dinamica è stata valutata impiegando le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale ed orizzontale, riportate nel Capitolo 3. Note le forze agenti sul sistema le due equazioni del moto sono:

$$\sum F_x = 0 \quad \Rightarrow \quad k_{hc} \lambda W_{tot} + S_{aec} \cos(\delta - \psi) - W_{tot} (1 - k_{vc}) \tan \phi = \quad (5.2)$$

$$\sum F_x = \frac{W_{tot}}{g} \ddot{d} \quad \Rightarrow \quad k_h \lambda W_{tot} + S_{ae} \cos(\delta - \psi) - W_{tot} (1 - k_v) \tan \phi = \frac{W_{tot}}{g} \ddot{d} \quad (5.3)$$

Il pedice c, ove presente, sta ad indicare che ci si sta riferendo al valore critico del coefficiente sismico orizzontale, mentre W_{tot} è il peso dell'intera massa che scorre (ovvero terreno rinforzato e la facciata). Sottraendo la seconda equazione alla prima, e dividendo per il peso della massa instabile si ricava l'equazione del moto:

$$(k_h - k_{hc}) \left[\lambda + \cos(\delta - \psi) \frac{W_c}{W_{tot}} \frac{A}{B} + \Omega \tan \varphi \right] = \frac{\ddot{d}}{g} \quad (5.4)$$

$$d = g \left[\lambda + \cos(\delta - \psi) \frac{W_c}{W_{tot}} \frac{A}{B} + \Omega \tan \varphi \right] \iint_t (k_h - k_{hc}) dt^2 \quad (5.5)$$

L'equazione è stata ottenuta ipotizzando che il coefficiente sismico verticale k_v si possa esprimere come $k_v = \Omega k_h$, in entrambe le condizioni; $\Omega = 0$ corrisponde al caso in cui si considera solo la componente orizzontale. Studi analoghi condotti sui pendii mostrano che trascurare il contributo della componente verticale, per alti valori del coefficiente sismico, porta ad una sottostima dello spostamento del 2÷3%.

Il fattore di forma che compete al meccanismo di scorrimento alla base è il termine che moltiplica l'integrale doppio dell'equazione 5.4 ed è pertanto:

$$C_w = \lambda + \cos(\delta - \psi) \frac{W_c}{W_{tot}} \frac{A}{B} + \Omega \tan \varphi \quad (5.6)$$

5.2.2. Meccanismo di scorrimento alla base: approccio all'analisi limite

Nel caso in cui si impieghi il metodo pseudo-statico all'analisi limite, l'equazione del moto relativa ad un dato meccanismo di collasso viene scritta in termini di energia, ovvero di lavoro compiuto dalle forze in gioco.

In condizioni di perfetto equilibrio energetico, l'equazione del moto è:

$$\begin{aligned} & \bar{G}_A(1-k_v)V_A \sin(\alpha-\phi_A) + k_h G_A V_A \cos(\alpha-\phi_A) + \sum_{i=1}^n T_i V_A \cos(\pi-\beta-\phi_A^*) - \bar{G}_B(1-k_v) V_1 \sin \phi_B \\ & \dots - G_C(1-k_v)V_C \sin \phi_C + k_h G_C V_C \cos \phi_C - \sum_{i=1}^n T_i V_C \cos(\pi-\beta-\phi_A^*) = 0 \end{aligned} \quad (5.7)$$

Quando l'accelerazione sismica supera il valore critico, i tre blocchi iniziano a muoversi con accelerazione pari a \ddot{u}_A , \ddot{u}_B e \ddot{u}_C :

$$\begin{aligned} & \bar{G}_A(1-k_v)V_A \sin(\alpha-\phi_A) + k_h G_A V_A \cos(\alpha-\phi_A) \sum_{i=1}^n T_i V_A \cos(\pi-\beta-\phi_A^*) - \bar{G}_B(1-k_v) V_1 \sin \phi_B + k_h G_B V_B \cos \phi_B \\ & \dots - G_C(1-k_v)V_C \sin \phi_C + k_h G_C V_C \cos \phi_C - \sum_{i=1}^n T_i V_C \cos(\pi-\beta-\phi_A^*) = \frac{G_A}{g} \ddot{u}_A + \frac{G_B}{g} \ddot{u}_B + \frac{G_C}{g} \ddot{u}_C \end{aligned} \quad (5.8)$$

Sottraendo membro a membro le equazioni 5.8 e 5.7 e dopo opportune sostituzioni si ottiene:

$$\begin{aligned} & g(k - k_c) \{ \bar{G}_A R_1 [\cos(\alpha - \phi_A) - \Omega \sin(\alpha - \phi_A)] + \bar{G}_B [\cos \phi_B + \Omega \sin \phi_B] + \dots \} \\ & \dots + G_C R_2 [\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C] = \frac{G_A}{g} \frac{\ddot{u}_A V_A}{\ddot{u}_B V_B} \ddot{u}_B + \frac{G_B}{g} \ddot{u}_B + \frac{G_C}{g} \frac{\ddot{u}_C V_C}{\ddot{u}_B V_B} \ddot{u}_B \end{aligned} \quad (5.9)$$

Poiché il meccanismo deve essere cinematicamente ammissibile, occorre imporre che:

$$\ddot{u}_A / \ddot{u}_B = V_A / V_B = R_1 \quad (5.10)$$

$$\ddot{u}_C / \ddot{u}_B = V_C / V_B = R_2 \quad (5.11)$$

Da cui:

$$\ddot{u}_B = g(k - k_c) C_w \quad (5.12)$$

con:

$$C_w = \frac{\bar{G}_A R_1 [\cos(\alpha - \phi_A) - \Omega \sin(\alpha - \phi_A)] + \bar{G}_B [\cos \phi_B + \Omega \sin \phi_B] + G_C R_2 [\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C]}{G_A R_1^2 + G_B + G_C R_2^2} \quad (5.13)$$

Lo spostamento orizzontale al piede del blocco B nel meccanismo di scorrimento diretto può essere calcolato come:

$$u_{Bx} = \cos \phi_B \iint_t u_B dt^2 = C_w \cos \cos \phi_B \iint_t g(k-k_c) dt dt \quad (5.14)$$

Il fattore di forma così trovato può essere applicato anche al caso in cui non vi sia il pannello di facciata. Il coefficiente C_w può essere esteso anche al caso in cui $\beta' > \beta$, ma solo nel caso in cui β' sia tale da non generare superfici che intersechino la facciata; in tal caso, infatti, la facciata verrebbe rappresentata da due blocchi, per cui l'equazione di bilancio energetico vedrebbe il contributo di un ulteriore blocco.

5.2.3. Meccanismo rotazionale

Per un muro in terra rinforzata con pannello di facciata rigido un possibile meccanismo di collasso è rappresentato da un meccanismo di tipo rotazionale lungo una spirale logaritmica. Durante un evento sismico, non appena l'accelerazione sismica supera quella critica, il blocco in terra rinforzata e la facciata iniziano a ruotare rispetto al centro della spirale logaritmica con un'accelerazione tale che il lavoro compiuto dai momenti di inerzia dei blocchi accelerati bilanciano l'equilibrio globale dovute alle altre forze in gioco:

$$\begin{aligned} & \gamma r_0^3 \dot{\omega}_A (f_1 - f_2 - f_3)(1 - k_{vc}) + k_{hc} r_0^3 \dot{\omega}_A (f_4 - f_5 - f_6) + p r_0^2 \dot{\omega}_A f_p (1 - k_{vc}) + X k_{hc} p r_0^2 \dot{\omega}_A f_q - r_0 \dot{\omega}_A \sum T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i}{r_0} \right) \\ & - G_C \dot{\omega}_A R_{vr} \sin \phi_C (1 - k_{vc}) + G_C \dot{\omega}_A R_{vr} \cos \phi_C k_{hc} = 0 \end{aligned} \quad (5.15)$$

$$\begin{aligned} & \gamma r_0^3 \dot{\omega}_A (f_1 - f_2 - f_3)(1 - k_v) + k_h r_0^3 \dot{\omega}_A (f_4 - f_5 - f_6) + p r_0^2 \dot{\omega}_A f_p (1 - k_v) + X k_h p r_0^2 \dot{\omega}_A f_q - r_0 \dot{\omega}_A \sum T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i}{r_0} \right) \\ & - G_C \dot{\omega}_A R_{vr} \sin \phi_C (1 - k_v) + G_C \dot{\omega}_A R_{vr} \cos \phi_C k_h = \dot{\omega}_A l^2 \frac{G_A}{g} \ddot{\theta}_A + \dot{\omega}_C l_f^2 \frac{G_C}{g} \ddot{\theta}_C \end{aligned} \quad (5.16)$$

con G_A il peso del blocco in terra rinforzata in movimento, l la distanza del centro di massa di G_A dal punto di rotazione O , G_C il peso della facciata ed l_f la distanza del centro di massa di G_C da O . Per calcolare l'accelerazione relativa $\ddot{\theta}_A$ del blocco A rispetto alla base, basta sottrarre le equazioni 5.16 e 5.15 e dividere tutto per $\dot{\omega}_A$. Dopo opportuni passaggi si ricava:

$$\ddot{\theta}_A = (k_h - k_{hc}) \frac{\gamma r_0^3 [(\ddot{f}_4 - \ddot{f}_5 - \ddot{f}_6) + \Omega(f_1 - f_2 - f_3)] + p r_0^2 (X f_q - \Omega f_p) + G_C R_{vr} (\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C)}{I^2 \frac{G_A}{g} + I_f^2 \frac{G_C}{g} R_{vr}^{-2}} \quad (5.17)$$

Trattandosi di un meccanismo di tipo rotazionale, è usuale fare riferimento alla rotazione angolare rispetto il centro di rotazione piuttosto che allo spostamento rispetto ad un punto specifico. Poiché nella progettazione occorre conoscere lo spostamento massimo che l'opera subisce a seguito dall'azione sismica, è bene passare dalla rotazione angolare allo spostamento al piede. Lo spostamento massimo rispetto al piede del muro risulta essere:

$$u_{xA} = r_h \sin \theta_h \iint_t \ddot{\theta}_A dt dt = C_w \iint_t g(k_h - k_{hc}) dt dt \quad (5.18)$$

Dove:

$$C_w = \frac{\gamma r_0^3 [(\ddot{f}_4 - \ddot{f}_5 - \ddot{f}_6) + \Omega(f_1 - f_2 - f_3)] + p r_0^2 (X f_q - \Omega f_p) + G_C R_{vr} (\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C)}{I^2 \frac{G_A}{g} + I_f^2 \frac{G_C}{g} R_{vr}^{-2}} \quad (5.19)$$

5.2.4. Meccanismo di scorrimento piano

Nel caso del meccanismo di scorrimento piano, la forma della superficie di rottura è relativamente semplice, in quanto rappresentata da un piano inclinato di un angolo α rispetto all'orizzontale. Nell'istante in cui l'accelerazione sismica orizzontale è tale da vincere le azioni resistenti del muro l'equazione del moto è:

$$\begin{aligned} & \bar{G}_A (1 - k_v) V_A \sin(\alpha - \phi) - \bar{G}_A k_h V_A \cos(\alpha - \phi) - G_C (1 - k_v) V_C \sin \phi_C + G_C k_h V_C \sin \phi_C \\ & - \sum_{i=1}^n T_i V_A \cos(\alpha - \phi) = \frac{G_A}{g} \ddot{u}_A + \frac{G_C}{g} \ddot{u}_C \end{aligned} \quad (5.20)$$

Nel caso in cui $k_h = k_{h,c}$ l'equazione 5.20 diventa:

$$\begin{aligned} & \bar{G}_A (1 - k_v) V_A \sin(\alpha - \phi) - \bar{G}_A k_h V_A \cos(\alpha - \phi) - G_C (1 - k_v) V_C \sin \phi_C + G_C k_h V_C \sin \phi_C \\ & - \sum_{i=1}^n T_i V_A \cos(\alpha - \phi) = 0 \end{aligned} \quad (5.21)$$

In cui G_A è il peso della massa di terreno rinforzata, G_C è la massa della facciata. Sottraendo membro a membro l'equazione 5.20 dall'equazione 5.21, si ottiene l'accelerazione con cui si muove il blocco A:

$$\ddot{u}_A = g(k_h - k_{h,cr}) \frac{\bar{G}_A (\cos(\alpha - \phi) - \Omega \sin(\alpha - \phi)) + \bar{G}_C (\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C) / R_V}{\bar{G}_A + \bar{G}_C / R_V^2} \quad (5.22)$$

Lo spostamento complessivo subito dal blocco A si ricava integrando due volte nel tempo l'equazione 5.22:

$$u_A = g(k_h - k_{h,cr}) C_w \iint_t \ddot{u}_A dt dt \quad (5.23)$$

Il fattore di forma C_w per il meccanismo di scorrimento piano è quindi:

$$C_w = \frac{\bar{G}_A (\cos(\alpha - \phi) - \Omega \sin(\alpha - \phi)) + \bar{G}_C (\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C) / R_V}{\bar{G}_A + \bar{G}_C / R_V^2} \quad (5.24)$$

5.2.5. Meccanismo che prevede la rottura dei rinforzi

Il meccanismo di rottura per scorrimento interno è un meccanismo di tipo locale, per cui è dipendente dalla profondità del rinforzo. In questo caso la spinta attiva dipenderà anche dalla variabile z , in particolare la sua dipendenza è correlata al peso di terreno coinvolto.

Le azioni che entrano in gioco nelle equazioni di equilibrio sono quelle agenti in corrispondenza dell'area di influenza del geosintetico considerato attraverso la profondità z come proposto da Cai e Bathurst (1995, 1996) i quali per il fattore di sicurezza ipotizzano che ogni rinforzo abbia come area di influenza quella corrispondente a due blocchi di facciata (S_v). L'equazione del moto nel caso di meccanismo di over-stressing relativa ad un generico rinforzo posto ad una quota z , nella condizione di equilibrio e di $k_h > k_{h,cr}$ è:

$$\Delta S_{AE}(z) \cos(\delta - \psi) + k_h \Delta W_f - T_{max} = \frac{\Delta W_f}{g} \ddot{u} \quad (5.25)$$

Che nel caso $k_h = k_{h,c}$ diventa:

$$\Delta S_{AE}(z)\cos(\delta-\psi)+k_{h,c}\Delta W_f-T_{\max}=0 \quad (5.26)$$

Sottraendo membro e membro, si ottiene l'accelerazione con cui si muovono i blocchi di facciata interessati dal meccanismo:

$$\ddot{u}=g(k_h-k_{h,cr})\frac{S_r\frac{W_c}{1}\frac{A}{B}[pH+(1-2p)z]\gamma\cos(\delta-\psi)+\Delta W_f}{\frac{1}{2}\gamma H^2} \quad (5.27)$$

Lo spostamento subito dai blocchi di facciata in seguito alla rottura dei rinforzo durante un evento sismico sarà stimato integrando due volte l'equazione 5.27 ovvero dalla seguente equazione:

$$u = \iint_t \ddot{u} dt dt = g C_w \iint_t (k_h - k_{h,cr}) dt dt \quad (5.28)$$

In cui il fattore di forma assume la seguente espressione:

$$C_w = \frac{S_r\frac{W_c}{1}\frac{A}{B}[pH+(1-2p)z]\cos(\delta-\psi)+\Delta W_f}{\frac{1}{2}\gamma H^2} \quad (5.29)$$

5.2.6. Meccanismo di scorrimento interno

Per il calcolo dell'equazione del moto relativa al meccanismo di scorrimento interno analizzato con il metodo all'equilibrio limite si utilizza una distribuzione della spinta attiva che dipende dal parametro p in modo da lavorare con una legge generalizzata di S_{ae} tale da fornire sia la classica distribuzione triangolare sia un una distribuzione trapezoidale. Questo meccanismo di rottura è caratterizzato dal superamento della resistenza di taglio all'interfaccia fra il rinforzo-terreno e fra blochetto-blochetto, per cui a muoversi in seguito all'azione sismica è la parte di terreno rinforzato posto al di sopra del rinforzo posto alla generica quota z e per la quale si effettua la verifica. In tale meccanismo di rottura le equazioni del moto sono:

$$S_{AEc}(z)\cos(\delta-\psi) + k_{hc}W_{tot}(z)\lambda - V_u - W_{te}(z)(1 - k_{vc})\tan\phi = \frac{W_{tot}(z)}{g} \ddot{u} \quad (5.30)$$

nel caso $k_h \neq k_{h,c}$ e:

$$S_{AE}(z)\cos(\delta-\psi) + k_{h,c}W_{tot}(z)\lambda - V_u - W_{te}(z)(1 - k_v)\tan\phi = 0 \quad (5.31)$$

nel caso $k_h = k_{h,c}$.

Da queste si ricava l'accelerazione con cui si muove il blocco di terreno rinforzato:

$$\ddot{u} = (k_h - k_{h,cr}) \frac{\cos(\delta-\psi) \frac{1}{2} H^2 W_c \frac{A}{B} \left[pH + (1-2p) \frac{z}{2} \right] z + W_{tot}(z)\lambda + W_u(z)\Omega \tan\lambda_u + W_{te}(z)\Omega \tan\phi}{\frac{W_{tot}(z)}{g}} \quad (5.32)$$

Per integrazione risulta poi:

$$u = g C_w \iint_t (k_h - k_{h,cr}) dt dt \quad (5.33)$$

Il fattore di forma per il meccanismo di rottura dello scorrimento interno è quindi:

$$C_w = \frac{\cos(\delta-\psi) \frac{1}{2} H^2 W_c \frac{A}{B} \left[pH + (1-2p) \frac{z}{2} \right] z + W_{tot}(z)\lambda + W_u(z)\Omega \tan\lambda_u + W_{te}(z)\Omega \tan\phi}{W_{tot}(z)} \quad (5.34)$$

5.2.7. Meccanismo che prevede lo scorrimento in facciata dell'interfaccia

Questo meccanismo di rottura è caratterizzato dal superamento della resistenza di taglio all'interfaccia fra due blocchetti contigui nella facciata; a muoversi in seguito all'azione sismica sono gli elementi di facciata. Le equazioni del moto che caratterizzano il meccanismo sono:

$$S_{AEc}(z)\cos(\delta-\psi) + k_{hc}W_f(z) - V_{uc} = 0 \quad (5.35)$$

nel caso $k_h = k_{h,c}$.

$$S_{AE}(z)\cos(\delta-\psi) + k_h W_f(z) - V_u = \frac{W_f(z)}{g} \ddot{u} \quad (5.36)$$

nel caso $k_h \neq k_{h,c}$.

Sottraendo all'equazione 5.36 l'equazione 5.35 si ricava l'accelerazione con cui si muove la facciata:

$$\ddot{u} = g(k_h - k_{h,c}) \frac{\Omega W_w + \cos(\delta - \psi) \frac{1}{2} H^2 W_c \frac{A}{B} \left[p H + (1 - 2p) \frac{Z}{2} \right] H_f + W_f}{W_f} \quad (5.37)$$

Il fattore di forma per lo scorrimento d'interfaccia è quindi:

$$C_w = \frac{\Omega W_w + \cos(\delta - \psi) \frac{1}{2} H^2 W_c \frac{A}{B} \left[p H + (1 - 2p) \frac{Z}{2} \right] H_f + W_f}{W_f} \quad (5.38)$$

5.3. COEFFICIENTE SIMICO EQUIVALENTE

I metodi di analisi per i muri in terra rinforzati esposti nel capitolo 4 consentono, definita una geometria di riferimento, di stimare il valore del coefficiente sismico orizzontale critico, ovvero l'aliquota di accelerazione simica in grado di instabilizzare l'opera e quindi causarne uno spostamento. Le recenti normative, nazionali (NTC/08) e comunitarie (EC8), hanno mostrato un evidente cambio di rotta nella progettazione di una qualsiasi opera d'ingegneria. In particolare si richiede all'opera di mantenere un certo livello di prestazione, in base allo stato limite indagato, al fine di prevenire e/o ridurre i danni sull'opera e quindi ai fruitori diretti ed indiretti dell'opera stessa. Spesso risulta complicato definire quale grandezza fisica misurabile sia la più indicata per determinare il livello di prestazione in quanto ciò è strettamente connesso al tipo di opera e al contesto in cui essa viene realizzata. Nel caso delle opere in terra rinforzata, il livello prestazionale può essere indicato dagli spostamenti che l'opera subisce in riferimento ad un certo stato limite. Per tale motivo si può estendere il metodo pseudo-statico equivalente anche al caso dei muri in terra rinforzata; tale metodo di analisi consente, utilizzando il metodo pseudo-statico, di condurre una progettazione di tipo prestazionale senza ricorrere a metodologie di analisi sicuramente più complete, come le analisi agli elementi finiti, ma che richiedono studi più approfonditi per poter modellare correttamente il terreno ed i rinforzi.

5.3.1. Coefficiente di riduzione dell'azione sismica

L'importanza del coefficiente sismico equivalente, di cui si parlerà nei paragrafi successivi, trova la sua origine nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (N.T.C.). Esso è introdotto per i pendii e per i muri in c.a attraverso un coefficiente riduttivo del coefficiente sismico orizzontale, indicato rispettivamente con β_s e β_m . Relativamente ai muri di sostegno (§7.11.6.2.1) le N.T.C.

2008 recitano: “... *A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti. L'analisi pseudo-statica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. ...*”

Nel metodo psuedo-statico, l'azione sismica viene assimilata ad una forza statica equivalente di entità pari al prodotto tra il peso del terreno potenzialmente instabile e il coefficiente sismico equivalente k , di cui si distinguono due componenti: orizzontale k_h e verticale k_v . In particolare le norme tecniche definiscono k_h come un'aliquota della massima accelerazione attesa al sito a_{max} , e k_v come una frazione di k_h . Ad esempio per un pendio naturale le NTC/08 affermano che i coefficienti sismici possono essere valutati con le seguenti formulazioni:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm k_h 0.5 \quad (5.39)$$

In cui β_s dipende dalla categoria di sottosuolo e dalla massima accelerazione orizzontale a_g attesa nel sito di riferimento rigido. I valori di variazione di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

Se non si dispone di studi di risposta sismica locale, a_{max} può essere ottenuta moltiplicando a_g per il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s ed un coefficiente di amplificazione topografica S_T . Si può evincere che il coefficiente sismico equivalente viene a dipendere solamente dalle caratteristiche del sismiche del sito, prescindendo da quelle dell'opera da progettare come: le condizioni iniziali di stabilità, le caratteristiche del muro e dai valori di soglia degli spostamenti che il muro in terra rinforzata può subire senza compromettere la sua funzionalità. In maniera analoga le NTC/08 relativamente ai muri di sostegno affermano che nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante espressioni del tutto analoghe ai pendii, infatti:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 k_h \quad (5.40)$$

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella tabella 5.2. Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Le NTC/08 risultano carenti per quanto riguarda la progettazione dei muri in terra rinforzata che fanno parte delle strutture miste così come specificato al paragrafo § 6.5. Pertanto in fase

progettuale si seguono le prescrizioni dei muri di sostegno per tutte quelle verifiche in cui un muro in terra rinforzata può essere assimilato ad un muro tradizionale.

Risulta significativo riportare quanto prescrivono le NTC/08 in merito alla paratie. Infatti per questa tipologia di opera le norme indicano che, in assenza di studi specifici, l'accelerazione sismica orizzontale da impiegare in un'analisi pseudo-statica è data da:

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_{\max} \quad (5.41)$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Per quanto riguarda la valutazione del coefficiente α le norme forniscono in diagramma riportato in figura 5.1, in cui α dipende dall'altezza della paratia e dalla categoria di sottosuolo, ciò sottolinea come anche la geometria del muro, nella fattispecie l'altezza H della paratia, influenzi l'accelerazione sismica di progetto a_h . Il valore del coefficiente β viene valutato ricorrendo al diagramma in figura 5.2 in funzione dello spostamento massimo u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza, per cui β è funzione dello spostamento u_s oltre il quale l'opera inizia a ridurre la sua funzionalità in seguito alla riduzione della resistenza di progetto. Infine in figura 5.3 viene riportato l'andamento del prodotto $\alpha\beta$ considerando il valore massimo ($\alpha=1$) e minimo ($\alpha=0.3$) che può assumere α in base a quanto riportato nelle figura 5.1, in questo modo si può conoscere il range di variazione di a_h . Quanto riportato in merito alle paratie vuole rappresentare un esempio di come le NTC/08 hanno fornito delle indicazioni progettuali specifiche per la tipologia delle paratie con l'impiego di coefficienti tarati sul comportamento delle paratie stesse, mentre per le opere in terra rinforzata non sono riportate indicazioni così specifiche.

5.3.2. Criterio di equivalenza

Una recente procedura, proposta da Biondi e Maugeri (2010), introduce il concetto di coefficiente sismico orizzontale equivalente $k_{h,eq}$, definendolo come quel coefficiente sismico a cui corrisponde un certo fattore di sicurezza dinamico, correlato ad un livello prestazionale. La procedura viene sviluppata partendo da un'analisi di tipo pseudo-statica all'equilibrio limite su un pendio indefinito. Infatti note le forze agenti sulla massa di terreno potenzialmente instabile, l'analisi pseudo-statica fornisce indicazioni sulla stabilità attraverso il fattore di sicurezza pseudo-statico F_{ps} . Se l'opera è stabile allora $F_{ps} > 1$ viceversa se $F_{ps} < 1$ l'opera è instabile. In particolare il coefficiente orizzontale sismico critico $k_{h,cr}$ rappresenta il valore di accelerazione per il quale F_{ps}

=1. Ma la sola analisi pseudo-statica non è in grado però di dare una stima degli eventuali spostamenti che insorgono nell'opera nel caso in cui l'input sismico superi l'accelerazione sismica critica. Infatti, per la natura transitoria e ciclica dell'azione sismica, gli effetti inerziali del sisma producono spostamenti permanenti, la cui entità può produrre il raggiungimento di uno stato limite per il pendio, o per le strutture che interagiscono con esso. Gli spostamenti permanenti indotti dal sisma valutati, con il metodo degli spostamenti nella sua formulazione originaria o modificata, rappresentano una ragionevole stima degli effetti indotti su un pendio da un evento sismico. Per cui per condurre una valutazione affidabile della stabilità dell'opera in terra rinforzata mediante il metodo pseudo-statico occorre definire una relazione fra gli spostamenti attesi ed i parametri utilizzati nell'analisi, cioè il coefficiente sismico equivalente $k_{h,eq}$ e il corrispondente coefficiente di sicurezza F_{ps} . Questa equivalenza può ottenersi sfruttando correlazioni fra spostamenti e parametri sintetici del moto.

Procedure di questo tipo sono state proposte in passato da Seed (1979) e Hynes-Griffin (1984) e Franklin (1984) per dighe in terra, da Bray et al. (1998) per discariche di rifiuti solidi urbani e da Stewart et al. (2003) per pendii interessati dalla presenza di costruzioni e/o infrastrutture. In esse, i valori del coefficiente sismico equivalente utilizzati nel metodo pseudo-statico si riferiscono a fissati livelli di prestazione del pendio, definiti attraverso valori di soglia degli spostamenti indotti dal sisma. La procedura proposta è indipendente dal modello di regressione utilizzato per la previsione degli spostamenti. Per avere una corrispondenza fra i due differenti metodi di analisi, è necessario definire un criterio di equivalenza. Ad esempio, Maugeri & Biondi (2010) definiscono un margine di sicurezza per l'opera confrontando lo spostamento massimo d_{max} che l'opera può subire in seguito ad un evento sismico e lo spostamento limite d_{lim} che l'opera può tollerare senza incorrere in uno stato limite ultimo o di esercizio. Detto d_{max} il massimo valore dello spostamento permanente, valutato per un evento sismico di riferimento, una misura del margine di sicurezza nei confronti del raggiungimento di uno stato limite definito dal valore d_{lim} è il seguente fattore di sicurezza: $F_d = d_{lim}/d_{max}$. Valori di F_d superiori all'unità ($d_{lim} > d_{max}$) indicano che la verifica è soddisfatta in quanto il valore massimo dello spostamento permanente è inferiore al valore per il quale si incorre in uno stato limite. L'equivalenza con il metodo pseudo-statico potrebbe essere definita individuando un valore $k_{h,eq}$ in corrispondenza del quale il fattore di sicurezza pseudo-statico F_{ps} è pari ad F_d . Tuttavia la definizione di F_d non consente di conseguire tale equivalenza, infatti, se si volesse verificare il pendio fissando $d_{lim}=0$ risulterebbe $F_d=0$ indipendentemente da d_{max} ; per pendii che non manifestano spostamenti permanenti ($d_{max}=0$), F_d diverge senza fornire una misura finita della sicurezza rispetto al raggiungimento di uno stato limite. Per superare tali limitazioni è necessario introdurre una misura alternativa delle condizioni di stabilità. A tal fine è

necessario disporre di una relazione che definisca un legame tra $k_{h,cr}$, d_{max} e $k_{h,max}$. Nota la relazione tra d_{max} , $k_{h,cr}$ e $k_{h,max}$, per un dato valore di $k_{h,cr}$ è possibile fissare un valore limite d_{lim} dello spostamento e determinare il corrispondente valore $k_{h,lim}$ di accelerazione massima. Per come è stato introdotto $k_{h,lim}$ rappresenta un valore generalizzato dell'accelerazione critica del pendio intesa non più come il valore dell'accelerazione al di sotto della quale non si manifestano spostamenti permanenti ma come il valore dell'accelerazione sismica al di sotto della quale non si supera una fissata soglia limite di spostamento. Se la soglia è pari a zero ($d_{lim}=0$) risulta $k_{h,lim} = k_{h,cr}$ e $k_{h,lim}$ assume il tradizionale significato di accelerazione critica introdotto da Newmark. In tal modo, un fattore di sicurezza di significato analogo a F_d può essere definito in termini di livelli di accelerazioni nella forma:

$$F_k = \frac{k_{h,lim}}{k_{h,max}} \quad (5.42)$$

rappresentando il rapporto tra la massima accelerazione tollerabile dal pendio (perché riferita allo stato limite individuato da d_{lim}) e la massima accelerazione attesa al sito. Poiché $k_{h,lim}$ e $k_{h,max}$ rappresentano l'accelerazione massima correlata rispettivamente a d_{lim} e d_{max} , F_k ha lo stesso significato di F_d ovvero rappresenta una misura della sicurezza nei confronti del raggiungimento di uno stato limite del pendio. Tale misura è espressa, però, in termini di livelli di accelerazione piuttosto che in termini di spostamento. Valori di F_k superiori all'unità ($k_{h,lim} > k_{h,max}$) indicano che la verifica è soddisfatta in quanto l'accelerazione massima attesa al sito $k_{h,max}$ (che produrrebbe lo spostamento d_{Max}) è inferiore al valore $k_{h,lim}$ valutato in corrispondenza della soglia di spostamento d_{lim} . In sintesi se $k_{h,lim} > k_{h,max}$ risulta $d_{lim} > d_{Max}$.

A differenza di F_d , F_k fornisce in tutti i casi una misura finita delle condizioni di sicurezza del pendio. In particolare se per la verifica si assume $d_{lim}=0$, poiché risulta $k_{lim}=k_c$, F_k assume il valore $F_k = k_{h,cr} / k_{h,max}$; nel caso, invece, in cui il pendio non manifesti spostamenti permanenti ($d_{max}=0$) F_k assume un valore finito sempre maggiore o uguale al rapporto $k_{h,lim} / k_{h,cr}$.

Se $F_k > 1$, allora la verifica agli spostamenti sarà verificata in quanto $d_{max} < d_{lim}$. Nel presente lavoro si è fatto riferimento al criterio di equivalenza proposto da Maugeri e Biondi (2010), pertanto il coefficiente sismico equivalente corrisponde al valore che uguaglia il fattore di sicurezza pseudo-statico F_{ps} con il fattore F_k .

Per poter ricavare il valore del coefficiente sismico equivalente, note tutte le altre grandezze che dipendono dalla superficie critica dell'opera, ovvero da $k_{h,cr}$, bisogna definire il valore di riferimento del fattore di sicurezza F_k . I cambiamenti introdotti dalle recenti normative nazionale ed europea, comportano che F_k diventi funzione del livello di sicurezza a cui si fa riferimento, e

che, nel caso dei muri in terra rinforzata, si possano far dipendere dallo spostamento permanente che l'opera manifesta dopo l'evento sismico. Sono state sviluppate diverse procedure per l'analisi sismica dei pendii basate sul metodo pseudo-statico, nella quale il coefficiente sismico orizzontale e il corrispondente coefficiente di sicurezza sono fissati sulla base di un'equivalenza con i risultati ottenuti da un'applicazione parametrica del metodo degli spostamenti, applicato nella sua formulazione originaria. In particolare, il coefficiente sismico è espresso in funzione della massima accelerazione agente sul corpo di frana (a_{max}), del livello di prestazione sismica del pendio ($k_{h,cr} / k_{h,max}$) e dell'entità degli spostamenti ritenuti tollerabili per il pendio d_{lim} .

Come già accennato, nella presente tesi, si fa riferimento alla procedura sviluppata da Maugeri e Biondi (2010). Lo spostamento permanente è valutato utilizzando la relazione di Biondi et al. (2011):

$$\log d_{max} = A \left(\frac{k_{h,c}}{k_{h,max}} \right) + B \pm \sigma t \quad (5.43)$$

$$\frac{k_{h,lim}}{k_{h,c}} = \frac{A}{\log d_{lim} - B - \sigma t} \quad (5.44)$$

$$F_k = \frac{k_{h,lim}}{k_{h,c}} \cdot \frac{k_{h,c}}{k_{h,max}} = \frac{A}{\log d_{lim} - B - \sigma t} \cdot \frac{k_{h,c}}{k_{h,max}} \quad (5.45)$$

I valori dei coefficienti A e B sono riportati in tabella 5.3.

Per determinare il coefficiente sismico equivalente, basterà uguagliare l'espressione del fattore di sicurezza F_{ps} fornito dall'analisi pseudo-statica o l'equilibrio limite con il fattore di sicurezza F_k , e da questa equazione ricavare $k_{h,eq}$. Nel paragrafi successivi verranno riportate le espressioni di $k_{h,eq}$.

5.3.3. Espressioni di $k_{h,eq}$ per il meccanismo di scorrimento alla base: approccio con l'analisi limite

Il criterio di equivalenza sviluppato da Biondi et al. (2010) prende le basi dal fattore di sicurezza pseudo-statico, F_{ps} , ma poiché il meccanismo di scorrimento alla base è stata analizzato ricorrendo al metodo pseudo-statico all'analisi limite, F_{ps} verrà scritto in termini di lavoro ovvero come il lavoro speso dalle forze resistenti diviso il lavoro speso dalle forze instabilizzanti. Per cui si avrà:

$$F_{ps} = \frac{\bar{G}_B(1-k_v)V_1 \sin \phi_B + G_C(1-k_v)V_C \sin \phi_C + \sum_{i=1}^n T_i V_C \cos(\pi - \beta - \phi_A^*)}{\bar{G}_A(1-k_v)V_A \sin(\alpha - \phi_A) + k_h G_A V_A \cos(\alpha - \phi_A) + k_h G_B V_B \cos \phi_B + k_h G_C V_C \cos \phi_C + \sum_{i=1}^n T_i V_A \cos(\pi - \beta - \phi_A^*)} \quad (5.46)$$

Uguagliando $F_{ps} = F_k$, si ricava il coefficiente sismico equivalente:

$$k_{h,eq} = \frac{-\bar{G}_A R_1 \sin(\alpha - \phi_A) + \bar{G}_B \sin \phi_B \frac{1}{F_k} + G_C R_2 \sin \phi_C \frac{1}{F_k} + \sum_{i=1}^n T_i \left(\frac{1}{F_k} - R_1 \right) \cos(\pi - \beta - \phi_A^*)}{\bar{G}_A R_1 \left[\cos(\alpha - \phi_A) - \frac{\Omega}{F_k} \sin(\alpha - \phi_A) \right] + \bar{G}_B \left[\cos \phi_B + \frac{\Omega}{F_k} \sin \phi_B \right] + G_C R_2 \left[\cos \phi_C + \frac{\Omega}{F_k} \sin \phi_C \right]} \quad (5.47)$$

Il $k_{h,eq}$ ottenuto per il meccanismo di scorrimento alla base con l'analisi limite, dipende dalla superficie critica ottenuta dall'analisi pseudo-statica, ciò è implicitamente contenuto nel peso del blocco A.

5.3.4. Espressioni di $k_{h,eq}$ per il meccanismo di scorrimento alla base con il metodo all'equilibrio limite

Studiando il meccanismo di scorrimento alla base con il metodo pseudo-statico all'equilibrio limite, si osserva che esso è regolato dall'equilibrio fra la forza peso, la spinta attiva e la forza d'inerzia, per cui il fattore di sicurezza pseudo-statico è dato da:

$$F_{ps} = \frac{W_{tot}(1 \pm k_v) \tan \phi}{S_{ae} \cos(\delta - \psi) + k_h \lambda W_{tot}} = \frac{W_{tot}(1 \pm k_v) \tan \phi}{W_c \frac{k_h A + A_1}{B} \cos(\delta - \psi) + k_h \lambda W_{tot}} \quad (5.48)$$

Uguagliando $F_{ps} = F_k$, dopo opportuni passaggi matematici si ottiene l'equazione:

$$k_{h,eq} = \frac{\frac{W_{tot} \tan \phi}{F_k} - W_c \frac{A_1}{B} \cos(\delta - \psi)}{\Omega \frac{W_{tot} \tan \phi}{F_k} + W_c \frac{A_1}{B} \cos(\delta - \psi) + \lambda W_{tot}} \quad (5.49)$$

5.3.5. Espressioni di $k_{h,eq}$ per il meccanismo rotazionale

Il meccanismo di collasso rotazionale lungo una spirale logaritmica si manifesta quando il lavoro speso dalla forza peso e dalla forza d'inerzia supera la resistenza opposta dai rinforzi che si estendono oltre la superficie di collasso. Il fattore di sicurezza può essere espresso come segue:

$$F_{ps} = \frac{r_0 \sum T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i}{r_0} \right) + G_C R_{vr} \sin \phi_C (1 - k_v)}{\gamma r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3) (1 - k_v) + k_h \gamma r_0^3 (f_4 - f_5 - f_6) + p r_0^2 f_p (1 - k_v) + c X p r_0^2 q + k_h G_C R_{vr} \cos \phi_C} \quad (5.50)$$

Ponendo $F_{ps} = F_k$, si ricava il coefficiente sismico equivalente per il meccanismo rotazionale, ovvero:

$$k_{heq} = \frac{r_0 \sum T_i \left(\sin \theta_0 + \frac{z_i}{r_0} \right) \frac{1}{F_k} + G_C R_{vr} \sin \phi_C \frac{1}{F_k} - \gamma r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3) - p r_0^2 f_p}{\gamma r_0^3 [(f_4 - f_5 - f_6) - \Omega (f_1 - f_2 - f_3)] + p r_0^2 (X f_q - \Omega f_p) + G_C R_{vr} \left[\cos \phi_C + \Omega \sin \phi_C \frac{1}{F_k} \right]} \quad (5.51)$$

5.3.6. Espressioni di $k_{h,eq}$ per il meccanismo di scorrimento piano

Nel caso in cui si ipotizza che la superficie di rottura sia rappresentabile da un piano, si parla di meccanismo di scorrimento piano. In maniera analoga al meccanismo rotazionale, il fattore di sicurezza è dato dal rapporto fra la resistenza dei rinforzi e la somma della forza peso e della forza d'inerzia:

$$F_{ps} = \frac{G_C (1 - k_v) \sin \phi_C R_V^{-1} + \cos(\alpha - \phi_A) \sum T_i}{\bar{G}_A \sin(\alpha - \phi_A) (1 - k_v) + k_h \bar{G}_A \cos(\alpha - \phi_A) + G_C k_h \cos \phi_C R_V^{-1}} \quad (5.52)$$

Il corrispondente coefficiente sismico equivalente è:

$$k_{heq} = \frac{\frac{G_C \sin \phi_C R_V^{-1} + \cos(\alpha - \phi_A) \sum T_i}{F_k} - \bar{G}_A \sin(\alpha - \phi_A)}{\bar{G}_A [\cos(\alpha - \phi_A) - \Omega \sin(\alpha - \phi_A)] + G_C R_V^{-1} \left[\cos \phi_C + \frac{\Omega \sin \phi_C}{F_k} \right]} \quad (5.53)$$

5.3.7. Espressioni di $k_{h,eq}$ per il meccanismo di rottura del rinforzo

Il meccanismo di rotture del rinforzo è regolato dalla massima tensione che il rinforzo è in grado di esplicare prima della rottura, la quale deve bilanciare la spinta attiva del terreno retrostante e della forza d'inerzia. Il fattore di sicurezza, variabile in funzione della profondità del rinforzo considerato, è:

$$F_{ps} = \frac{T}{\Delta S_{ae}(z) \cos(\delta-\psi) + k_h \Delta W_B} \quad (5.54)$$

Pertanto il coefficiente sismico equivalente vale:

$$k_{h,eq} = \frac{\frac{T}{F_k} - S_r \cos(\delta-\psi) \left[\frac{W_c}{0,5H^2} \frac{A_1}{B} [pH+z(1-2p)] + k_{sta} \frac{A_{sta}}{B_{sta}} p(H-2z) \right]}{\cos(\delta-\psi) S_r \frac{W_c}{0,5H^2} \frac{A}{B} [pH+z(1-2p)] + \Delta W_f} \quad (5.55)$$

5.3.8. Espressioni di $k_{h,eq}$ per il meccanismo di scorrimento interno

Nel meccanismo di scorrimento interno entra in gioco il parametro p , inserito per variare la distribuzione della spinta attiva sul muro. Il fattore di sicurezza pseudo-statico è:

$$F_{ps} = \frac{a_u + W_w(z)(1-\Omega k_h) \tan \lambda_u + W_{te}(z)(1 \pm k_v) \tan \phi}{S_{ae}(z) \cos(\delta-\psi) + \lambda k_h W_{tot}(z)} \quad (5.56)$$

Dopo aver uguagliato $FS_{bsl} = FS_k$, si ottiene che il coefficiente sismico equivalente per lo scorrimento interno vale:

$$k_{h,eq} = \frac{\frac{a_u + W_u \tan \lambda_u + W_{te} \tan \phi}{F_k} - z \left[\frac{W_c}{0,5H^2} \left(pH + (1-2p) \frac{z}{2} \right) \frac{A_1}{B} + k_{sta} \gamma (pz - pH) \right] \cos(\delta-\psi)}{z \frac{W_c}{0,5H^2} \left(pH + (1-2p) \frac{z}{2} \right) \frac{A}{B} \cos(\delta-\psi) + W_{tot} \lambda + \frac{\Omega}{F_k} (W_u \tan \lambda_u + W_{te} \tan \phi)} \quad (5.57)$$

5.3.9. Espressioni di $k_{h,eq}$ per il meccanismo di scorrimento d'interfaccia

Anche il meccanismo di scorrimento d'interfaccia deve essere verificato per ciascuna quota a cui sono disposti i geosintetici, infatti la verifica consiste nel controllare che non vi sia scorrimento lungo il piano elemento di facciata-geosintetico. Il fattore di sicurezza riportato di seguito, verrà a dipendere anche dalle variabili z (quota) e p (parametri per la distribuzione della spinta attiva):

$$F_{ps} = \frac{a_u + W_w(1-\Omega k_h) \tan \lambda_u}{\cos(\delta-\psi) \Delta S_{ae} + k_h \Delta W_w} \quad (5.58)$$

Il coefficiente sismico equivalente per il meccanismo di scorrimento d'interfaccia può essere valutato dalla equazione seguente:

$$k_{h,eq} = \frac{\frac{a_u + W_u \tan \lambda_u}{F_k} - H_f \left[\frac{W_c}{0,5H^2} (pH + (1-2p)z) \frac{A_1}{B} + k_{sta} \gamma (2pz - pH) \right] \cos(\delta - \psi)}{H_f \frac{W_c}{0,5H^2} (pH + (1-2p)z) \frac{A}{B} \cos(\delta - \psi) + \Delta W_w + \frac{\Omega W_u \tan \lambda_u}{F_k}} \quad (5.59)$$

5.4. COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA β_m

Le NTC\08 non forniscono indicazioni in merito alla progettazione di muri in terra rinforzata che vengono fatti ricadere nella categoria delle struttura miste. In particolare non viene fornita alcuna indicazione sul coefficiente di riduzione dell'azione sismica di cui si trovano riferimenti solamente in merito ai pendii naturali, ai muri tradizionali in cemento armato ed alle opere di sostegno flessibili. Nel presente capitolo si fornirà la definizione di normativa del coefficiente riduttivo dell'azione sismica e la procedura per valutare β_m in riferimento ad un muro in terra rinforzata per valutare il suo range di variazione e quindi capire se i valori di β_m che competono ai muri in c.a. sono validi anche per i muri in terra rinforzata.

5.4.1. Procedura proposta per la valutazione di β_m

La procedura per il calcolo del coefficiente di riduzione β_m prevedere che il muro in terra rinforzata sia preventivamente studiato in termini di stabilità, ovvero per un assegnato meccanismo di collasso si determina il corrispondente coefficiente sismico critico $k_{h,cr}$. Successivamente si applica il metodo pseudo-statico equivalente ed in particolare si deve disporre dell'espressione del coefficiente sismico equivalente $k_{h,eq}$ che è funzione del fattore di sicurezza agli spostamenti F_k e di una serie di parametri che dipendono dalla superficie di rottura. Nel dettaglio i passi da seguire per la determinazione di β sono:

1. Per un fissato meccanismo di rottura si determina $k_{h,cr}$ per il muro in terra rinforzata noti i parametri del terreno, le caratteristiche dei rinforzi, le geometria del muro etc.
2. Si definisce la legge di variazione dello spostamento limite per un muro in terra rinforzata in funzione dell'accelerazione massima attesa in sito e dell'accelerazione critica. Un esempio è la legge ricavata dal Biondi et al. (2011):

$$\log d_{max} = A \left(\frac{k_{h,cr}}{k_{h,max}} \right) + B \pm \sigma t \quad (5.43)$$

3. Si stima lo spostamento limite per il muro in terra rinforzata.

4. Si valuta il rapporto $k_{h,lim}/k_{h,cr}$ utilizzando l'equazione 5.44.

5. Si calcola F_k utilizzando l'equazione (5.45):

$$F_k = \frac{k_{h,lim}}{k_{h,c}} \cdot \frac{k_{h,c}}{k_{h,max}} = \frac{A_{1a}}{\log d_{lim} - B_{1a} - \sigma \cdot t} \cdot \frac{k_{h,c}}{k_{h,max}}$$

6. Si calcola il $k_{h,eq}$ che compete al meccanismo di rottura.

7. Si calcola il coefficiente di riduzione dell'azione sismica $\beta_m = \frac{k_{h,eq}}{k_{h,max}}$ per il generico meccanismo di collasso.

La procedura descritta consente di calcolare il coefficiente β_m che compete ad un fissato muro in terra rinforzata per un dato meccanismo di rottura. L'aspetto più complesso è legato al valore dello spostamento limite ovvero il massimo spostamento che il muro può subire in seguito ad un evento sismico prima di raggiungere lo stato limite analizzato. Come accennato più volte la normativa italiana non fornisce indicazioni in merito al parametro d_{lim} , per cui spetta al progettista, sulla base di considerazioni che riguardano l'opera, la sua importanza e gli eventuali danni che provocherebbero spostamenti maggiori di quelli limite, affrontare una stima di quest'ultimi. Sulla base della revisione dello stato dell'arte e dei riferimenti normativi, già mostrato nei primi tre capitoli, in prima approssimazione si può porre:

$$d_{lim} = 1 \div 5\% H \tag{5.60}$$

essendo H l'altezza dell'opera.

FIGURE

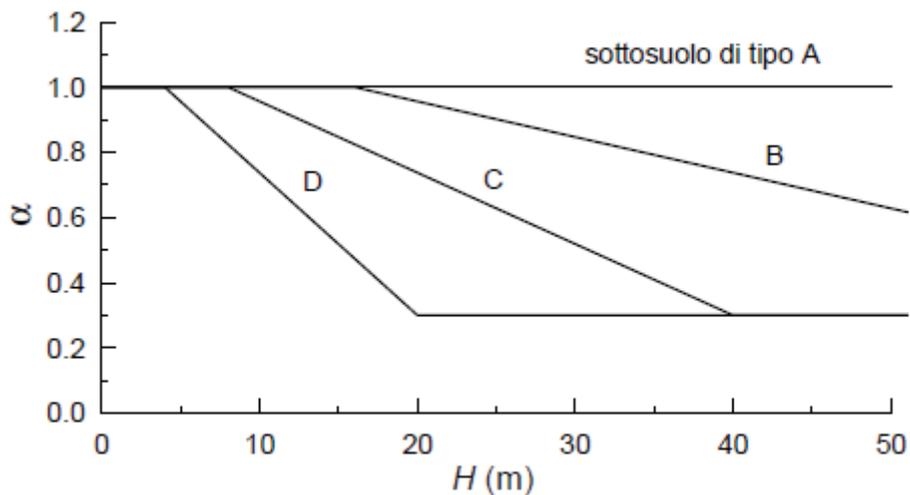


Figura 5. 1: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α per le paratie (NTC 08).

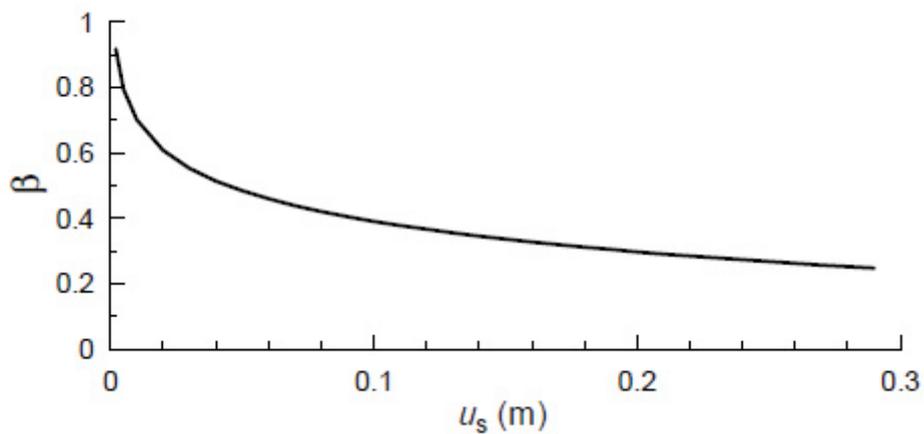


Figura 5. 2: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β per le paratie (NTC 08).

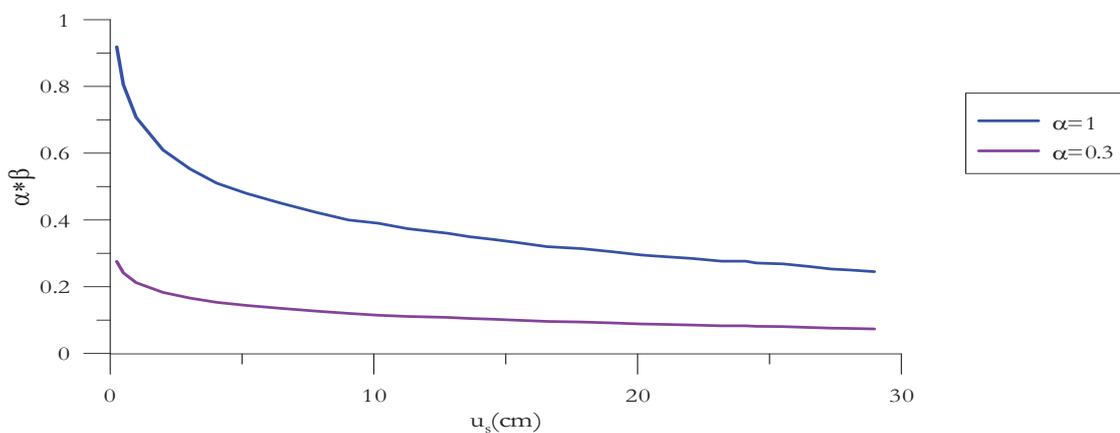


Figura 5. 3: Diagramma $\alpha\beta$ per il valore massimo e minimo di α

TABELLE

Tabella 5. 1: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per i pendii (NTC 08).

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 5. 2: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per i muri di sostegno (NTC 08).

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella 5. 3: I valori dei coefficienti A e B per la legge di previsione degli spostamenti di Biondi et al. (2011)

Modello

$$\log d_{\max} = A \cdot \left(\frac{k_{h,c}}{k_{h,\max}} \right) + B \pm \sigma \cdot t$$

$$\frac{k_{h,\lim}}{k_{h,c}} = \frac{A}{\log d_{\lim} - B - \sigma \cdot t}$$

$$F_k = \frac{k_{h,\lim}}{k_{h,\max}} = \frac{k_{h,\lim}}{k_{h,c}} \cdot \frac{k_{h,c}}{k_{h,\max}} = \frac{A}{\log d_{\lim} - B - \sigma \cdot t} \cdot \frac{k_{h,c}}{k_{h,\max}}$$

Cat. A	$a_{\max}=0.05$ g	$a_{\max}=0.15$ g	$a_{\max}=0.25$ g	$a_{\max}=0.35$ g
B (cm)	1.338	1.396	1.523	1.661
A_{1a}	-3.950	-3.639	-3.522	-3.507
σ (cm)	0.664	0.632	0.570	0.580
R²	0.730	0.674	0.709	0.553
Cat. B	$a_{\max}=0.05$ g	$a_{\max}=0.15$ g	$a_{\max}=0.25$ g	$a_{\max}=0.35$ g
B (cm)	1.126	1.196	1.305	1.442
A_{1a}	-3.862	-3.729	-3.444	-3.428
σ (cm)	0.545	0.529	0.497	0.515
R²	0.791	0.733	0.751	0.594
Cat. C, D, E	$a_{\max}=0.05$ g	$a_{\max}=0.15$ g	$a_{\max}=0.25$ g	$a_{\max}=0.35$ g
B (cm)	1.443	1.506	1.626	1.766
A_{1a}	-4.073	-3.784	-3.549	-3.510
σ (cm)	0.537	0.556	0.522	0.537
R²	0.825	0.742	0.749	0.590
Cat. Tutte	$a_{\max}=0.05$ g	$a_{\max}=0.15$ g	$a_{\max}=0.25$ g	$a_{\max}=0.35$ g
B (cm)	1.220	1.281	1.401	1.540
A_{1a}	-3.908	-3.687	-3.472	-3.454
σ (cm)	0.579	0.571	0.530	0.546
R²	0.778	0.708	0.731	0.570

t=1.281552 (upper bound 90%)

Questa pagine è lasciata intenzionalmente bianca

CAPITOLO 6 ANALISI PARAMETRICA SUI MURI IN TERRA RINFORZATA

6.1. INTRODUZIONE

Nei capitoli precedenti sono stati illustrati alcuni dei meccanismi di rottura che possono generarsi in un muro in terra rinforzata. Tutti i meccanismi illustrati sono stati studiati ricorrendo al metodo pseudo-statico, applicando per alcuni meccanismi l'analisi all'equilibrio limite e per altri l'analisi limite. Nel presente capitolo sono condotte una serie di analisi parametriche relative ai meccanismi di collasso studiati, per evidenziare quali sono le grandezze che più influenzano il coefficiente sismico critico orizzontale e il fattore di forma del sistema.

6.2. DESCRIZIONE DELL'ANALISI PARAMETRICA E DISCUSSIONE DEI RISULTATI

Lo scopo principale di un'analisi parametrica è quello di individuare se esistono dei parametri che risultano predominanti rispetto ad altri e le condizioni in cui ciò si manifesta. Poiché i possibili meccanismi di collasso dei muri in terra rinforzata sono numerosi, sarebbe utile individuare una sistematicità nel verificarsi di un meccanismo rispetto ad un altro. Per tale motivo una prima campagna di analisi è stata condotta sul meccanismo di scorrimento diretto (o alla base), sul meccanismo di scorrimento piano e sul meccanismo rotazionale lungo una spirale logaritmica

Le analisi sono state eseguite ricorrendo al metodo dell'analisi limite e facendo variare le caratteristiche di resistenza del terreno (angolo di resistenza al taglio), dei rinforzi (lunghezza, massima resistenza a trazione, coefficiente di attrito, spaziatura), le caratteristiche geometriche del muro (altezza, angolo di inclinazione del paramento di facciata). Nella tabella 6.1 vengono riportati i parametri utilizzati nelle analisi ed i valori assunti per ciascuno di essi.

6.2.1. Risultati dell'analisi parametrica per il meccanismo di scorrimento alla base

Il primo meccanismo di collasso indagato è quello di scorrimento alla base. Inizialmente è stato valutato il coefficiente sismico critico $k_{h,cr}$ facendo variare l'angolo di resistenza a taglio che compete al cuneo A ($\phi_A=25^\circ\div 40^\circ$), imponendo che l'angolo di resistenza a taglio del blocco B sia sempre $\phi_B=\frac{2}{3}\phi_A$, e la larghezza del blocco B supponendo che tutti i rinforzi abbiano la stessa lunghezza e che questa sia uguale alla larghezza del blocco B. In figura 6.1 vengono riportati i valori di $k_{h,cr}$ di ϕ_A (indicata in figura con ϕ) per differenti valori di β (angolo di inclinazione del paramento di facciata rispetto l'orizzontale). Fissato un valore di β , l'andamento di $k_{h,cr}$ mostra come all'aumentare delle caratteristiche di resistenza del terreno (ϕ) il $k_{h,cr}$ aumenta, ma la presenza della componente verticale del moto sismico individuata dal coefficiente Ω riduce $k_{h,cr}$. Inoltre al diminuire di β si ha un aumento del coefficiente sismico critico. In figura 6.2 si riporta il confronto tra i valori di $k_{h,cr}$ nel caso in cui i rinforzi superiori siano più lunghi ($L_{sup}=H$) rispetto ai rinforzi inferiori ($L_{inf}=3/4H$) e quindi si estendono oltre il blocco B che ha base $B=L_{inf}$ fornendo un ulteriore contributo alla resistenza complessiva. Si osserva che la presenza dei rinforzi più lunghi si risente maggiormente per muri a parete verticale. Infatti mentre per i muri con $\beta=70^\circ$ e $\beta=45^\circ$ le curve di $k_{h,cr}$ si mantengono all'interno delle curve ottenute nel caso di rinforzi di uguale lunghezza e che rimangono all'interno della massa instabile, per $\beta=90^\circ$ si risente maggiormente del contributo dei rinforzi superiori in quanto come dimostra il fatto che la si hanno valori di $k_{h,cr}$ per $L_{inf}<L_{sup}$ e con $\Omega=0$ sensibilmente superiori al crescere di ϕ_A .

Nel caso di rinforzi di lunghezza variabile, è stato applicato al muro in terra rinforzata anche un sovraccarico uniformemente distribuito $p=20$ kN/m. In figura 6.3 è mostrato il confronto di $k_{h,cr}$ nel caso $p=0$ kN/m e $p=20$ kN/m, i risultati sono in perfetto accordo con quanto ci si aspettava ovvero valori di $k_{h,cr}$ più bassi in presenza del carico.

Nelle figure da 6.4 a 6.6 sono riportati gli andamenti del coefficiente di forma ottenuto in corrispondenza dei coefficienti sismici critici riportati rispettivamente nelle figure da 6.1 a 6.3.. Risulta evidente come il fattore di forma C_w non mantenga quasi mai un andamento uniforme per una data tipologia d'analisi. Ad esempio in figura 6.4, che corrisponde al caso di rinforzi con lunghezza uniforme (e che quindi non contribuiscono alla resistenza globale del muro in terra rinforzata), si osserva che C_w cresce all'aumentare di ϕ nei casi con $\Omega=0.5$, mentre diminuisce per $\Omega=0$; tale andamento si mantiene per tutti e tre i valori di β analizzati. In realtà ci si aspetta che per muri più stabili, ovvero $k_{h,cr}$ più alti, il coefficiente di forma C_w sia maggiore; il

comportamento mostra però che a parità di geometria del muro e di valori dei parametri di resistenza, la presenza della componente verticale fornisce valori di C_w più alti. Lo stesso comportamento si osserva nel caso di rinforzi superiori più lunghi (figura 6.5). Per quanto riguarda i range di variazione di C_w si è notato che per i muri in terra rinforzata a parete verticale il fattore di forma si mantiene sempre sopra l'unità con un massimo a circa 1.23; per valori dell'angolo di inclinazione del paramento di facciata più bassi (70° e 45°) si osserva che i due andamenti di C_w , crescente e decrescente, si mantengono rispettivamente sopra l'unità e sotto l'unità.

6.2.2. Risultati dell'analisi parametrica per il meccanismo di scorrimento piano

Il meccanismo di scorrimento piano si genera all'interno della massa rinforzata di un muro in terra quando la superficie di scorrimento è rappresentata da un piano che passa per il piede del muro. I risultati dell'analisi parametrica condotta per il meccanismo di scorrimento piano in termini di $k_{h,cr}$ sono in accordo con la teoria e le evidenze sperimentali. Nelle figure 6.7 e 6.8 sono riportati gli andamenti di $k_{h,cr}$ al variare dell'angolo di resistenza al taglio ϕ del cuneo instabile. In particolare i muri analizzati hanno un'altezza di 6m, i rinforzi sono uniformemente spaziatati ($S_v=0.6m$) e hanno lunghezze costanti per tutta l'altezza. Le figure 6.7 e 6.8 differiscono per il diverso valore di tensione massima a rottura (T_{max}) assunta per i rinforzi. Come si evince dalla figure il coefficiente sismico critico orizzontale cresce all'aumentare di ϕ , della lunghezza dei rinforzi, della tensione di rottura dei rinforzi e al diminuire della componente verticale del moto sismico Ω . In figura 6.9 sono riportati gli andamenti di $k_{h,cr}$ nel caso in cui i rinforzi superiori sono più estesi dei rinforzi inferiori. In queste condizioni si osserva che per muri in terra rinforzata i $k_{h,cr}$ maggiori competono ai muri con rinforzi più lunghi (a parità del valore assunto da Ω), inoltre al diminuire di β la soglia di $k_{h,cr}$ aumenta.

In termini di fattore di forma si osservano (figura 6.10, 6.11, 6.12) andamenti analoghi a quanto visto per il meccanismo di scorrimento diretto; si osserva, infatti, un andamento di C_w crescente per le analisi con $\Omega=0.5$ ed un andamento decrescente per $\Omega=0$.

6.2.3. Risultati dell'analisi parametrica per il meccanismo rotazionale

L'utilizzo della spirale logaritmica come superficie di scorrimento consente di ipotizzare un meccanismo rotazionale della massa instabile del muro in terra rinforzata.

In maniera analoga ai due meccanismi di scorrimento esposti nei paragrafi precedenti, è stata condotta un'analisi parametrica per il meccanismo rotazionale lungo una spirale logaritmica. In figura 6.13 si riporta l'andamento di $k_{h,cr}$ al variare di ϕ (angolo di resistenza a taglio del terreno) assumendo la tensione massima di rottura del rinforzo pari a $T_{max}=45kN$. In figura 6.14 si ipotizza invece $T_{max}=30kN$. In entrambe le figure si osserva che $k_{h,cr}$ aumenta al crescere di ϕ e della lunghezza dei rinforzi, però l'influenza della componente verticale dell'azione sismica Ω si manifesta per valori di β minori di 90° , infatti per muri a parete verticale il coefficiente critico sembra non essere influenzato da Ω .

Aumentando la lunghezza dei rinforzi superiori (figura 6.15) il coefficiente sismico critico orizzontale aumenta rispetto al caso di rinforzi uniformi (figura 6.13 e 6.14). Anche in questo caso l'influenza della componente verticale sismica Ω è quasi trascurabile per muri a parete verticale.

Osservando l'andamento della spirale logaritmica critica ottenuta per le diverse analisi, si è notato che per muri in terra rinforzata con paramento di facciata verticale tale superficie tende ad approssimare una retta passante per il piede del muro. Quanto osservato rispecchia le indicazioni fornite dalla normativa americana sulle opera in terra rinforzata (FHWA, 2009) la quale indica di utilizzare come superficie di scorrimento per la verifica di stabilità interna per muri in terra rinforzata a parete verticale una retta o una bi-lineare.

Infine in figura 6.16 si è studiata l'influenza della spaziatura dei rinforzi; in particolare i rinforzi inferiori sono stati infittiti ed i rinforzi superiori sono stati distanziati. Tale disposizione dei rinforzi porta ad un incremento della soglia del coefficiente critico $k_{h,cr}$ rispetto al caso di rinforzi uniformemente spaziati (figura 6.15); ciò è dovuto al fatto che, poiché la spirale logaritmica critica passa per il piede del muro, interseca più rinforzi nella parte inferiore.

I risultati delle analisi condotte in termini di coefficiente di forma (figure da 6.17 a 6.20) non mostrano andamenti molto regolari. Infatti mentre per i muri in terra rinforzata con parete verticale, si osserva che C_w diminuisce con il crescere di ϕ oscillando poco al di sopra dell'unità; per gli altri valori di β considerati si osservano andamenti altalenanti per cui risulta difficile poter concludere quale grandezza influenza C_w , inoltre il range di variazione risulta ampio (0.90 a 1.58)

6.3.ANDAMENTO DEL COEFFICIENTE DI RIDUZIONE SISMICA β_m

Come esposto nel capitolo 3, le NTC/08 risultano carenti in merito alla progettazione dei muri in terra rinforzata, definiti come opere miste, lasciando intendere al progettista di estendere

quanto indicato per le opere di sostegno rigide anche ai muri in terra rinforzata. In particolare un aspetto su cui si è voluto indagare in questa tesi, è stato la valutazione del coefficiente di riduzione β_m ovvero il coefficiente che moltiplicato per il coefficiente sismico orizzontale fornisce il valore del coefficiente sismico da impiegare nella progettazione pseudo-statica dell'opera.

Per poter valutare tale coefficiente β_m si è ricorso all'analisi pseudo-statica equivalente, esposta nel capitolo 5, la quale consente di eseguire un'analisi che conduce ad un fattore di sicurezza uguale a quello che si otterrebbe con un'analisi agli spostamenti. Per ciascuno dei meccanismi di collasso analizzati in questo capitolo (meccanismo di scorrimento diretto, meccanismo di scorrimento piano e meccanismo rotazionale lungo una spirale logaritmica) sono stati ricavati i valori del coefficiente di riduzione β_m per due diversi valori del coefficiente sismico critico orizzontale. La procedura utilizzata per il calcolo di β_m è stata esposta nel capitolo 5. Poiché si rende necessario l'utilizzo di una legge di previsione degli spostamenti per l'applicazione dell'analisi pseudo-statica equivalente per il calcolo di β_m , si è scelto di fare riferimento al modello proposto da Biondi et al. (2011) i cui parametri sono riportati nella tabella 6.1.; occorre precisare che si fa riferimento solamente ai parametri sismici che provengono da tipologie di suolo classificati come categoria A (NTC/08) in quanto per le altre categorie bisogna tenere in considerazione fattori di amplificazione stratigrafici.

In figura 6.21 è riportato l'andamento di β_m per il meccanismo di scorrimento diretto nel caso $k_{h,cr} = 0.14$ e $k_{h,cr} = 0.21$. Per ciascuno di questi valori è stato diagrammato l'andamento del coefficiente β_m in funzione dello spostamento limite d_{lim} , inoltre le curve si differenziano in base alla massima accelerazione sismica attesa in sito. In figura 6.1 è riportata anche una coppia di rette orizzontali in corrispondenza dei valori $\beta_{m,max}=0.31$ e $\beta_{m,min}=0.18$ che rappresentano rispettivamente il valore massimo e minimo che assume il coefficiente β_m per i muri di sostegno (tabella 5.2) e pertanto sono rappresentativi del valore di riferimento riportato dalle NTC/08. Inoltre sono diagrammate le curve $\alpha*\beta$ relative alle paratie riportate nelle NTC/08, in cui β è il coefficiente di spostamento ed α il coefficiente di deformabilità per le paratie. Le due curve $\alpha*\beta$ riportate in figura 6.21 si differiscono per il valore assunto dal coefficiente α ($\alpha=1$ e $\alpha=0.3$), in quanto si è fatto riferimento agli estremi di variazione ricavati dalla figura 5.1. Nel caso $k_{h,cr} = 0.21$ (i valori k_{max} di riferimento sono: $k_{max}=0.25$ e $k_{max}=0.35$) il coefficiente di riduzione β_m risulta sempre al di sopra del valore di normativa con un andamento decrescente con l'aumentare dello spostamento limite del muro in terra rinforzata. Per $k_{h,cr} = 0.14$ (i valori k_{max} di riferimento sono: $k_{max}=0.15$, $k_{max}=0.25$ e $k_{max}=0.35$) la curve corrispondenti a $k_{max}=0.15$ e a $k_{max}=0.25$

intersecano il valore di soglia, addirittura per $k_{\max}=0.25$ ciò avviene per $d_{\lim}>20\text{cm}$. Rispetto a quanto accade per le altre due tipologie di collasso indagate (figure 6.22 e 6.23), le curve che forniscono β_m tendono ad intersecarsi in corrispondenza di valori di d_{\lim} che crescono all'aumentare di $k_{h,\text{cr}}$ e k_{\max} .

Per il meccanismo di scorrimento piano sono stati presi in considerazione i valori $k_{h,\text{cr}} = 0.13$ e $k_{h,\text{cr}} = 0.20$. Dalla figura 6.22, si osserva che l'andamento di β_m decresce con l'aumentare di d_{\lim} e le curve non si intersecano fra loro come nel caso del meccanismo di scorrimento diretto. Per $k_{h,\text{cr}} = 0.20$ i valori di β_m si trovano tutti sopra il valore di soglia superiore ($\beta_{m,\max}=0.31$) e le due curve per $k_{\max}=0.25$ e a $k_{\max}=0.35$ sono molto ravvicinate, mentre per $k_{h,\text{cr}} = 0.13$ si possono avere anche valori di β_m minori di 0.31.

Infine in figura 6.23 si riporta l'andamento dei coefficienti di riduzione ottenuti nel caso in cui in un muro in terra rinforzata si generi un meccanismo di tipo rotazionale lungo una spirale logaritmica. Le superfici di scorrimento critiche prese in esame hanno coefficienti sismici critici pari a $k_{h,\text{cr}} = 0.12$ e $k_{h,\text{cr}} = 0.21$. Per entrambi i valori di $k_{h,\text{cr}}$ considerati, le curve che forniscono β_m intersecano i valori assunti come soglia di riferimento dalle NTC/08 $k_{\max}=0.15$ e per $k_{\max}=0.25$.

Questi esempi mostrano come il coefficiente di riduzione dell'azione sismica sia fortemente influenzata dal tipo di meccanismo considerato, dal coefficiente sismico critico che ingloba in se tutti i fattori geometrici e di resistenza, dalla sismicità dell'area in cui dovrà sorgere l'opera in terra rinforzata e, soprattutto, dallo spostamento limite che il muro può subire per non perdere la funzionalità. Per quanto riguarda lo spostamento limite non ci sono molte indicazioni né nella normativa nazionale né in quelle internazionali, ciò è dovuto anche al fatto che dato l'esteso campo di applicazione dei muri in terra rinforzata (sostegno delle spalle dei ponti, muri di sostegno per strade e/o linee ferroviarie, strutture di contenimento dei fiumi, impianti di bloccaggio per la caduta dei massi etc.) risulterebbe complicato definire dei campi di variazione, per cui in base all'applicazione del muro in terra rinforzata il progettista definisce un range di spostamenti adeguato. Nelle norme americane (FHWA, 2009) viene indicato come range entro cui fare ricadere gli spostamenti fra i 5 e i 10 cm, sottolineando sempre che spetta al progettista definire lo spostamento limite per l'opera in terra rinforzata. Facendo riferimento a questo campo di spostamenti, nella maggior parte dei casi indagati nelle figure da 6.21 a 6.23, il valore di β_m supera la soglia di 0.3, per cui si potrebbe concludere che i valori forniti dalla normativa (che in realtà sono riferiti ai muri di sostegno rigidi e vanno estesi ai muri in terra rinforzata) sottostimano i

valori a cui si dovrebbe in realtà fare riferimento. Occorre comunque sottolineare che le opere in terra rinforzata sono opere che se ben progettate possono subire spostamenti durante un evento sismico, entro certi limiti tollerabili, ed essere nuovamente funzionanti dopo opportuni interventi, un esempio è rappresentato dal “Tanata Wall”, sul quale transita la linea metropolitana, e che durante il terremoto di Kobe del 1995 ha subito un spostamento al piede di 10 cm ed in testa di 20 cm ed in seguito ad pochi interventi è tornato operativo. Ciò non è accettabile per un muro di sostegno in cemento armato. Infine nelle figure da 6.21 a 6.23 si è riportato l’andamento dei coefficienti $\alpha \cdot \beta$ per evidenziare il fatto che gli tendenze ottenute per il coefficiente di riduzione β_m relativo ai muri in terra rinforzata sono in buon accordo con quelli forniti dalla normativa nazionale per le paratie.

6.4.APPLICAZIONE AD UN CASO REALE: IL TANATA WALL

Al fine di validare i metodi di analisi proposti, si è preso in esame il caso reale di un muro in terra rinforzata e sono stati confrontati le osservazioni post-sismiche con i risultati dell’analisi (Maugeri e Rigano, 2011). L’opera a cui si è fatto riferimento è nota nella letteratura come “Tanata wall” (Tatsuoka et al., 1995); il nome deriva dall’omonima stazione ferroviaria, Tanata, situata in Giappone. Il Tanata wall rappresenta un sistema di terre granulari rinforzate costituito da pannelli rigidi a tutta altezza in facciata, con rinforzi di lunghezza ridotta. A tre anni dall’ultimazione dei lavori della stazione ferroviaria di Tanata, la zona è stata colpita dal terremoto di Hyogo-ken Nambu nel 1995 (noto anche come terremoto di Kobe), dopo il quale sono stati osservati diversi cinematismi per le opere di sostegno convenzionali e non convenzionali, come i muri in terra rinforzata. Il terremoto fu un evento molto intenso, la sua magnitudo fu stimata $M_L=7,2$. Le indagini post-sismiche condotte sui danni provocati dal terremoto furono ampie; fra queste si ricordano gli studi condotti da Tatsuoka et al. (1996, 1997) e da Koseki et al. (1998). Gli studi evidenziarono che nelle zone limitrofe al Tanata wall, il 50% della costruzioni in legno era completamente collassato; il Tanata wall subì uno spostamento al piede di circa 100mm e di circa 260mm in testa. Ciò comportò solo un piccolo intervento di ripristino per riportare l’opera alla sua funzione di rilevato ferroviario.

Sulla base degli spostamenti sismici subiti dal Tanata wall si potrebbe affermare che il meccanismo di collasso è di tipo misto ovvero traslazionale e rotazionale, tuttavia lo studio del muro è stato condotto da diversi autori ipotizzando un meccanismo di tipo traslativo alla base. Ciò è giustificato dalla modesta componente rotazionale del cinematismo che, invece, è prevalentemente di carattere traslativo.

Ling e Leshchinsky (1998) hanno proposto un modello in cui si analizza la stabilità di un muro in terra rinforzata soggetto ad un meccanismo di scorrimento diretto utilizzando un approccio pseudo-statico all'equilibrio limite (fig. 6.24), tenendo conto sia della componente orizzontale del moto sismico, k_h , che della componente verticale, k_v . Il metodo è stato applicato al Tanata wall, assumendo: $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\phi=40^\circ$, $L_{\text{rinf}}=3\text{m}$, $H=6\text{m}$, $C_{\text{sd}}=0,8$ (rapporto fra la resistenza geosintetico-terreno e le resistenza del terreno); nell'analisi la facciata, con peso specifico assunto uguale al terreno, ha uno spessore alla base di 0,9 m e di 0,3 m in testa. Come input sismico gli Autori hanno utilizzato le componenti N-S e U-D delle registrazioni effettuate nelle vicinanze di sito in cui si trova il Tanata wall; in particolare si tratta dalla stazione di Higashi Nada, avente massimi valori di accelerazione pari a $a_{\text{max,NS}}=0,42g$ e $a_{\text{max,UD}}=0,38g$.

Nella tabella 6.3 sono riportati i valori del coefficiente sismico critico orizzontale e dello spostamento permanente ottenuti dall'analisi di Ling et al. (1998).

Un altro studio sul Tanata wall è stato affrontato da Huang e Wang (2005) che utilizzano il metodo di rottura del "cuneo multiplo" tenendo conto del contributo della spinta passiva al piede del muro, del contributo dei rinforzi e del peso della facciata (figura 6.25). Huang e Wang (2005) eseguono diversi tipi di analisi:

- 1) $\Omega=0.9$, superficie di rottura ottenuta da Ling et al. (1998), assenza di spinta passiva;
- 2) $\Omega=0$, presenza della spinta passiva;
- 3) $\Omega=0,058$ presenza della spinta passiva;
- 4) $\Omega=-0,0619$ presenza della spinta passiva;
- 5) $\Omega=\Omega(t)$ (variabile nel tempo), presenza della spinta passiva.

Le analisi da 2 a 5 sono condotte ottenendo la superficie di rottura con il metodo del multi-cuneo. Huang et al. (2005) utilizzano le registrazioni della stazione Japan Meteorological Agency (JMA)-Kobe (PGA=0.821g). I risultati ottenuti nelle 5 analisi sono riassunti in tabella 6.4. Gli spostamenti permanenti sono stati ottenuti applicando il metodo della doppia integrazione di Newmark (1965). Lo spostamento permanente ottenuto fa riferimento a quello che compete al piede del pannello di facciata del muro, che si comporta come un corpo rigido e trasla rispetto alla linea orizzontale passante per la base del muro.

In effetti il valore di Ω , pari al rapporto fra k_v/k_h , influenza notevolmente il valore di $k_{h,cr}$ e quindi lo spostamento permanente orizzontale.

Huang et al. (2005) evidenziano che assumere $\Omega=a_{v\text{max}}/a_{h\text{max}}$ nel calcolo degli spostamenti conduce ad una sovrastima del contributo della componente verticale dell'azione sismica. Gli

autori mettono in evidenza alcune differenze sostanziali con lo studio di Ling et al. (1998) riguardanti l'andamento di $k_{h,cr}$ nel caso in cui si assuma Ω variabile nel tempo. Infatti mentre Ling et al. (1998) mostrano un valore di k_{cr} decrescente nelle fasi in cui il segno di omega riduce le condizioni di stabilità dell'opera e costante negli istanti di tempo. Lo spostamento permanente ottenuto nel caso $\Omega=\Omega(t)$ è pari a 84 mm e, pertanto, minore dei 100 mm misurati dopo l'evento. Ciò si può inputare ad una serie di fattori quali le approssimazioni insite nel metodo, i valori dei parametri di resistenza del terreno assunti nell'analisi. Huang et al. (2005) giungono alla conclusione che l'influenza di k_v sugli spostamenti del Tanata wall è modesta in quanto i picchi dell'accelerazione sismica verticale ed orizzontale non generalmente sono in fase per la registrazione presa in esame.

In figura 13 è indicato lo schema del Tanata wall, così come riportato da Tatsuoka et al. (1996, 1997). Partendo da questo schema, è stato analizzato il meccanismo di scorrimento alla base ipotizzando che lo scorrimento avvenisse lungo la base del muro, ovvero ad una quota di -0,5 m dal piano campagna. La facciata è stata inclusa nel meccanismo assumendo un peso specifico uguale a quello del terreno; l'altezza complessiva del muro è di $H=5.8m$; l'inclinazione della facciata del muro è di circa $6,84^\circ$.

Definita la geometria del muro, si è dapprima verificato che applicando le analisi all'equilibrio limite e all'analisi limite agli schemi del muro proposti rispettivamente da Ling et al. (1998) e da Huang et al. (2005), si ottenevano risultati confrontabili con quelli degli stessi autori. Successivamente si è passata all'analisi del Tanata wall, con riferimento alla schema di figura 6.26 utilizzando le due tipologie di analisi esposte nel capitolo precedente del presente lavoro.

Applicando l'analisi pseudo-statica all'equilibrio limite, si è ricavato il valore del coefficiente sismico critico orizzontale (per diversi valori di Ω) e del corrispondente fattore di forma; inoltre si è preso in considerazione anche il caso $\Omega=\Omega(t)$. In quest'ultimo caso, $k_{h,cr}$ risulta funzione del tempo. I risultati ottenuti dall'analisi sono riportati nella tabella 6.5.

Dal confronto con i risultati ottenuti da Ling et al. (1998) (tabella 6.3), si osserva che per $\lambda=0$ e per $\lambda=0.9$ si hanno valori di $k_{h,cr}$ più bassi; il confronto è stato riferito al caso di muro con facciata, per cui i due metodi di analisi forniscono valori praticamente uguali in termini di $k_{h,cr}$. Analoghi risultati si ottengono se il confronto si effettua rispetto a Huang et al. (2005).

Passando al caso del metodo pseudo-statico applicato utilizzando l'analisi limite, nella tabella 6.6 si riportano i risultati ottenuti. L'analisi è stata condotta inglobando la facciata al muro, ovvero ampliando la larghezza del muro stesso. Anche in questo caso, i valori di $k_{h,cr}$ sono inferiori rispetto a quelli ottenuti da Huang et al. (2005) e da Ling et al. (1998).

Da questi confronti si può concludere che, applicando metodologie di analisi differenti, si ricavano valori di $k_{h,cr}$ fra loro confrontabili.

Anche la scelta del valore di Ω , influenza il valore di $k_{h,cr}$. Infatti mentre Ling et al. (1998) propongono di assumere $\Omega = 0.9$, valore ottenuto rapportando la massima accelerazione sismica verticale con quella orizzontale, Huang et al. (2005) evidenziano come tale valore sia estremamente elevato. Inoltre i picchi della componente orizzontale e verticale non sono sincroni.

Nel momento in cui si passa alla stima degli spostamenti la scelta del valore di omega da utilizzare può portare a risultati estremamente variabili. Usualmente, la stima degli spostamenti permanenti subiti dall'opera in terra rinforzata durante un evento sismico, è eseguita facendo ricorso al metodo di Newmark. Nelle applicazioni più semplici ($k_{h,cr}$ costante nel tempo), la scelta di un valore di $k_{h,cr}$ poco più alto o più basso può portare a variazioni sensibili degli spostamenti permanenti valutati. Ciò può determinare giudizi di stabilità o meno dell'opera e, quindi, eventuali modifiche allo schema progettuale ed ai costi di costruzione.

In figura 6.27 sono riportati l'andamento dell'accelerazione sismica orizzontale e verticale registrata nella stazione JMA, in cui i picchi massimi sono $a_{h,max} = 0.81g$ e $a_{v,max} = 0.6g$. Utilizzando tali accelerogrammi, si è calcolato il valore dello spostamento massimo permanente d_{max} che il muro avrebbe dovuto subire in seguito al sisma. I valori ottenuti sono riportati nelle tabelle 6.5 e 6.6. In generale, lo spostamento massimo ottenuto con una analisi all'equilibrio limite è circa il 50% (per bassi valori di Ω) inferiore a quello ottenuto con l'analisi limite; in termini di $k_{h,cr}$ le differenze sono solo del 10%. Ciò si verifica anche nel caso in cui Ω è assunta variabile nel tempo.

Volendo tenere in considerazione anche il fattore di forma, per cui andrebbe moltiplicato lo spostamento massimo ottenuto con metodo di Newmark, si osserva una inversione dei risultati. Infatti il metodo all'equilibrio limite fornisce valori di C_w molto elevati, che quasi triplicano lo spostamento fornito dall'integrazione alla Newmark. Mentre con il metodo all'analisi limite si osservano valori di C_w più contenuti, e quindi valori dello spostamento permanente ridotti. Tale differenza è sicuramente da imputare al fatto che in un'analisi all'equilibrio limite non si tiene conto della compatibilità cinematica del moto delle masse instabili.

In particolare, nel caso di $\Omega(t)$ lo spostamento permanente "finale" è stato ottenuto moltiplicando lo spostamento permanente ottenuto con l'integrazione alla Newmark, per il valore di C_w che compete al caso $\Omega = 0$, in quanto risulta $k_{h,cr}(t=0) = k_{h,cr}(\Omega=0)$. Procedendo in questo

modo, l'analisi all'equilibrio limite ha fornito un valore dello spostamento $d_{\max}=154,43$ mm mentre l'analisi limite fornisce $d_{\max}=109,45$ mm.

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca

FIGURE

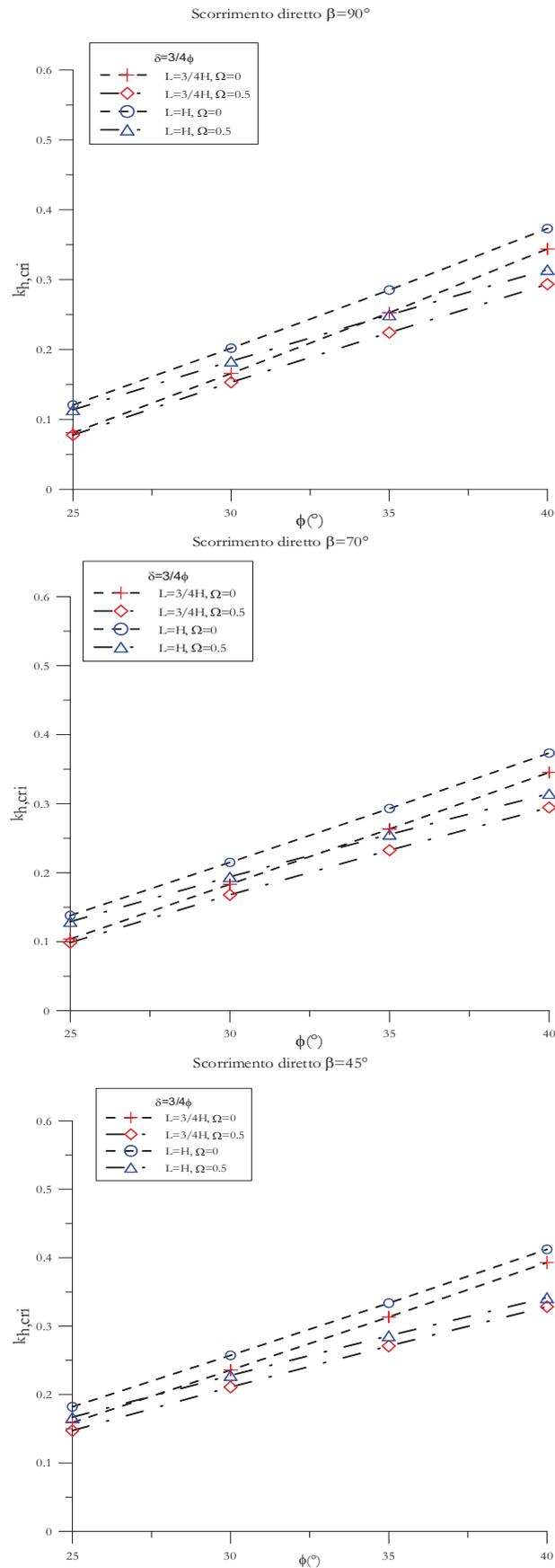


Figura 6. 1: Meccanismo di scorrimento diretto: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme

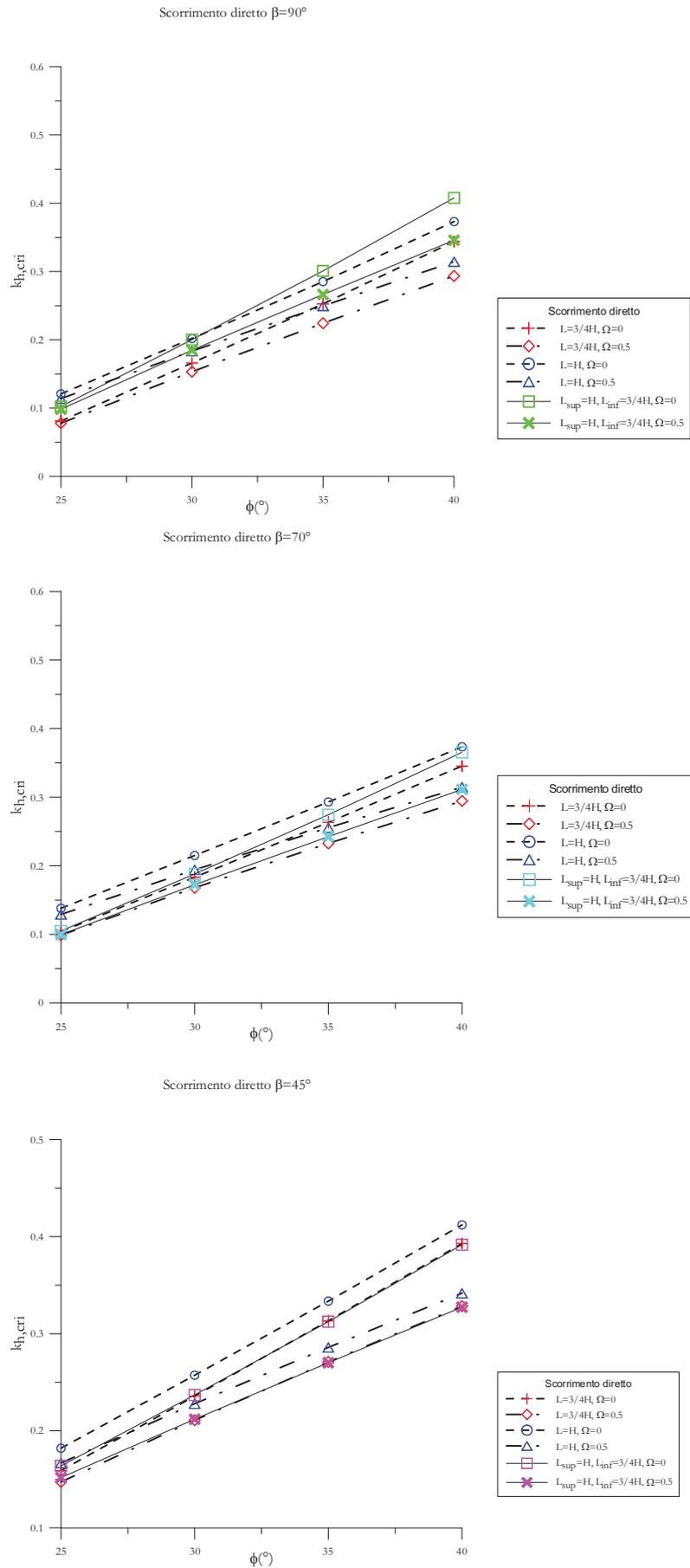


Figura 6. 2: Meccanismo di scorrimento diretto: confronto di $k_{h,cri}$ per diversi valori delle lunghezze dei rinforzi

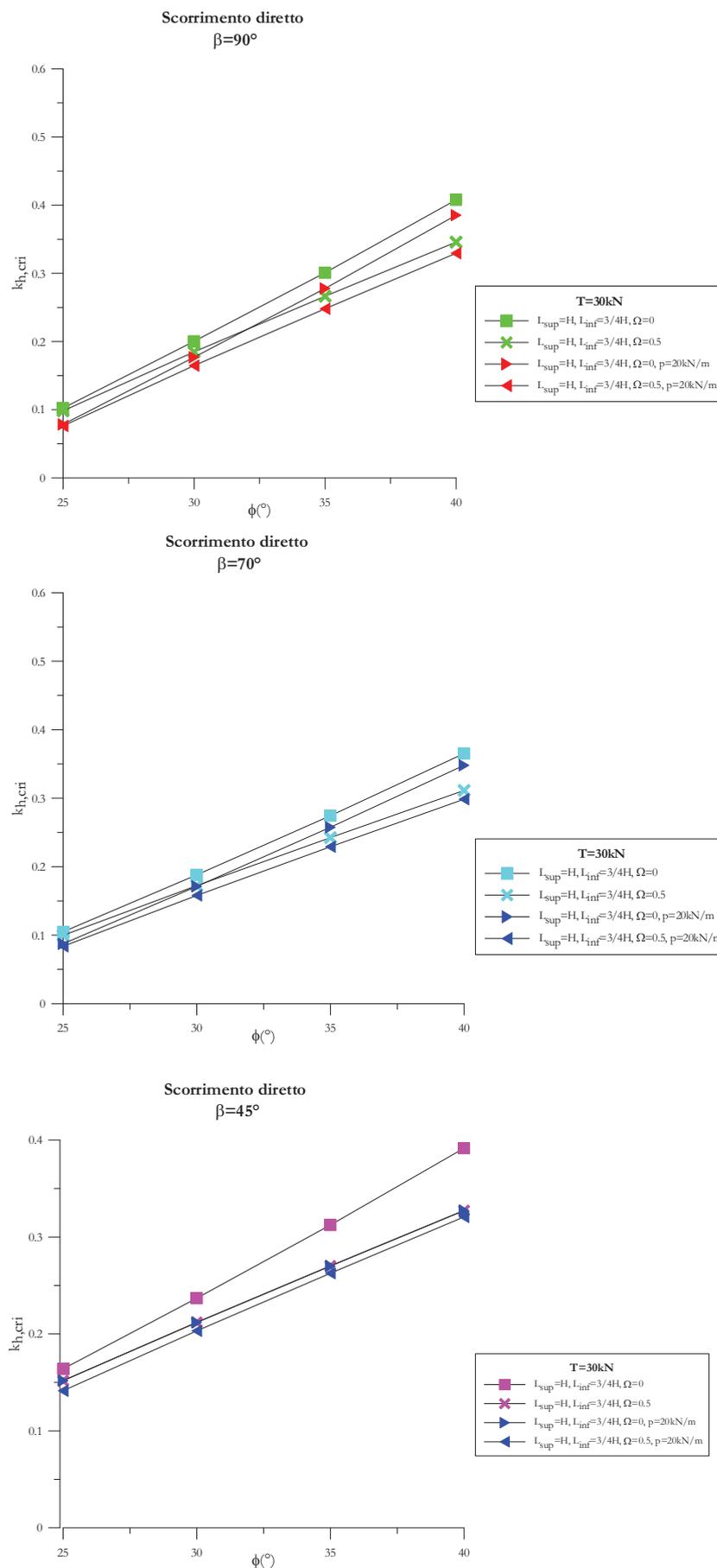


Figura 6. 3: Meccanismo di scorrimento diretto: confronto di $k_{h,crit}$ con rinforzi di lunghezze diverse con e senza carico uniformemente distribuito

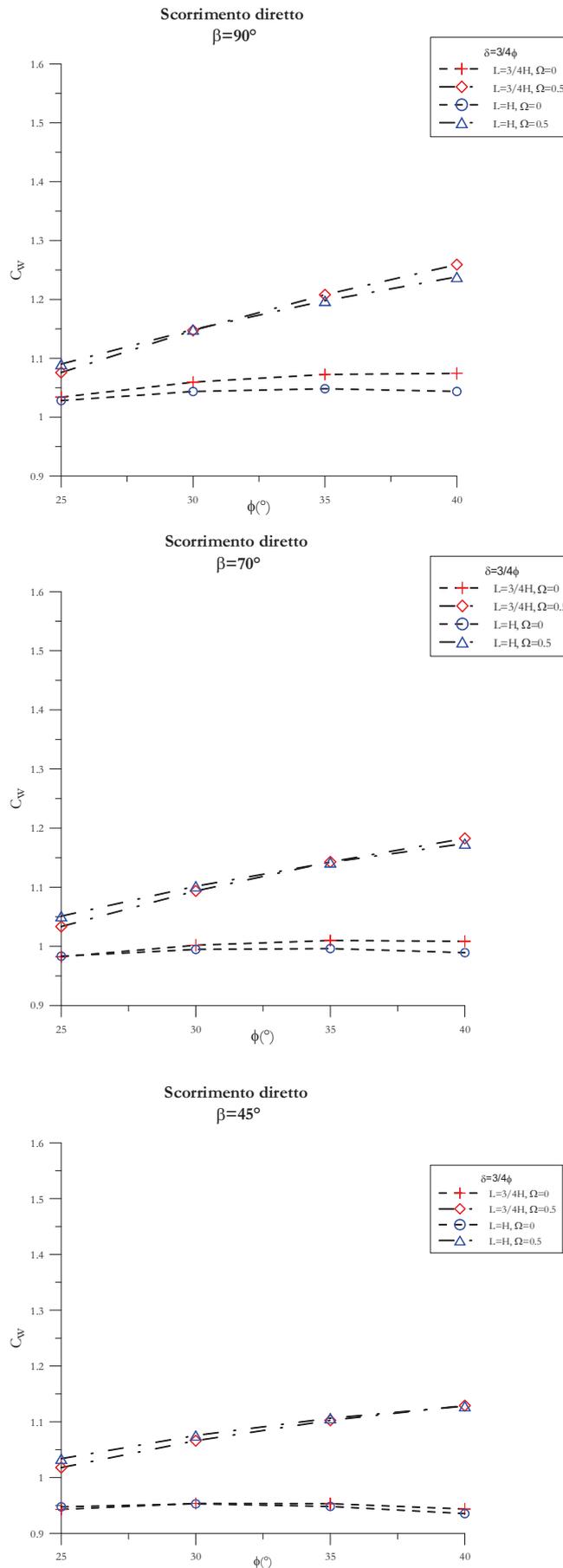


Figura 6. 4: Meccanismo di scorrimento diretto: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme

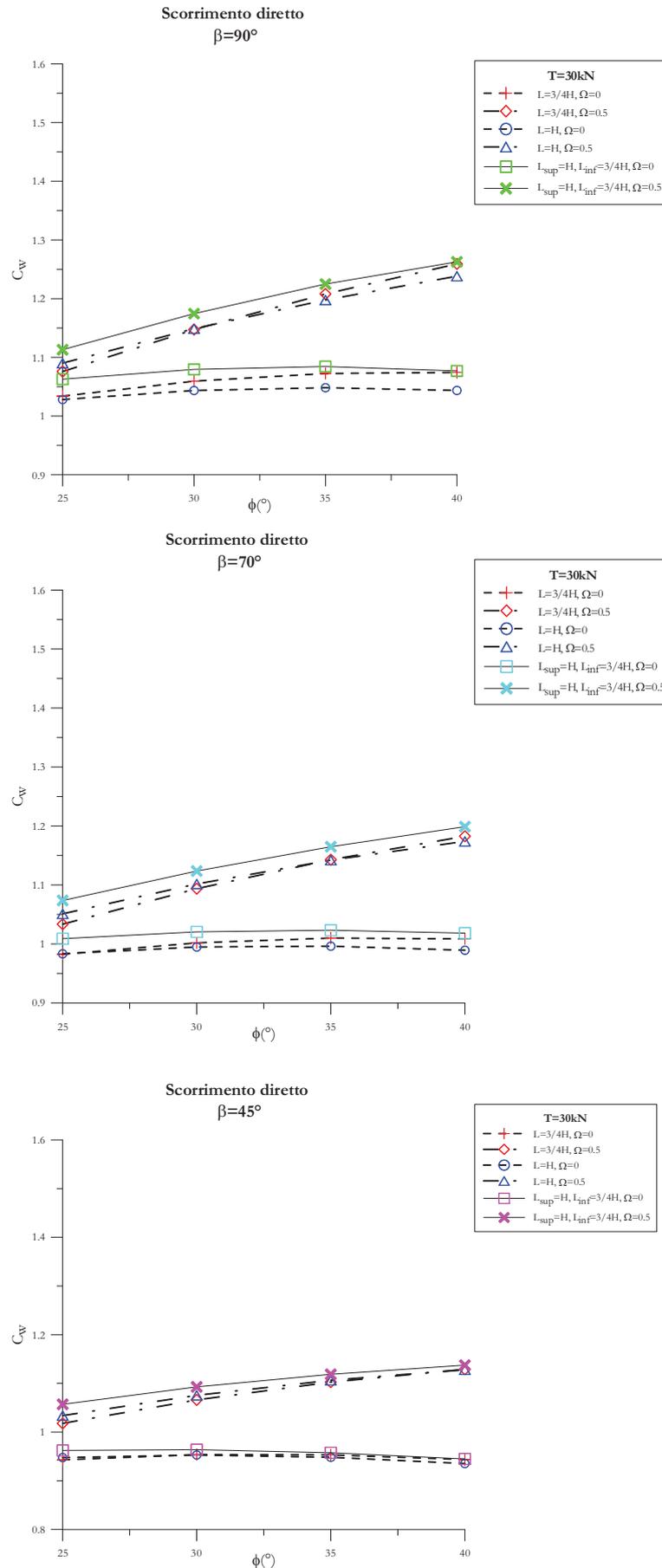


Figura 6. 5: Meccanismo di scorrimento diretto: confronto di C_w per diversi valori delle lunghezze dei rinforzi

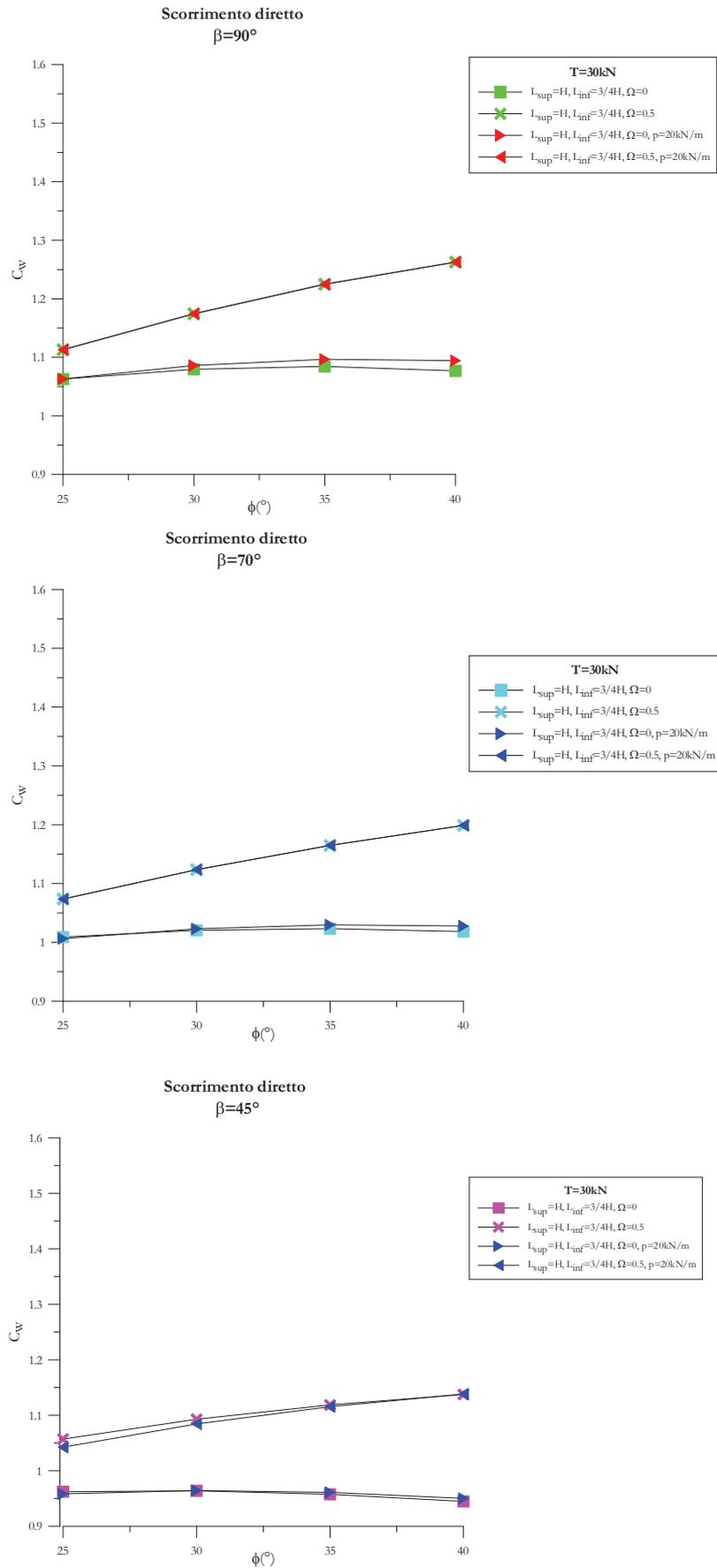


Figura 6. 6: Meccanismo di scorrimento diretto: confronto di C_w con rinforzi di lunghezze diverse con e senza carico uniformemente distribuito

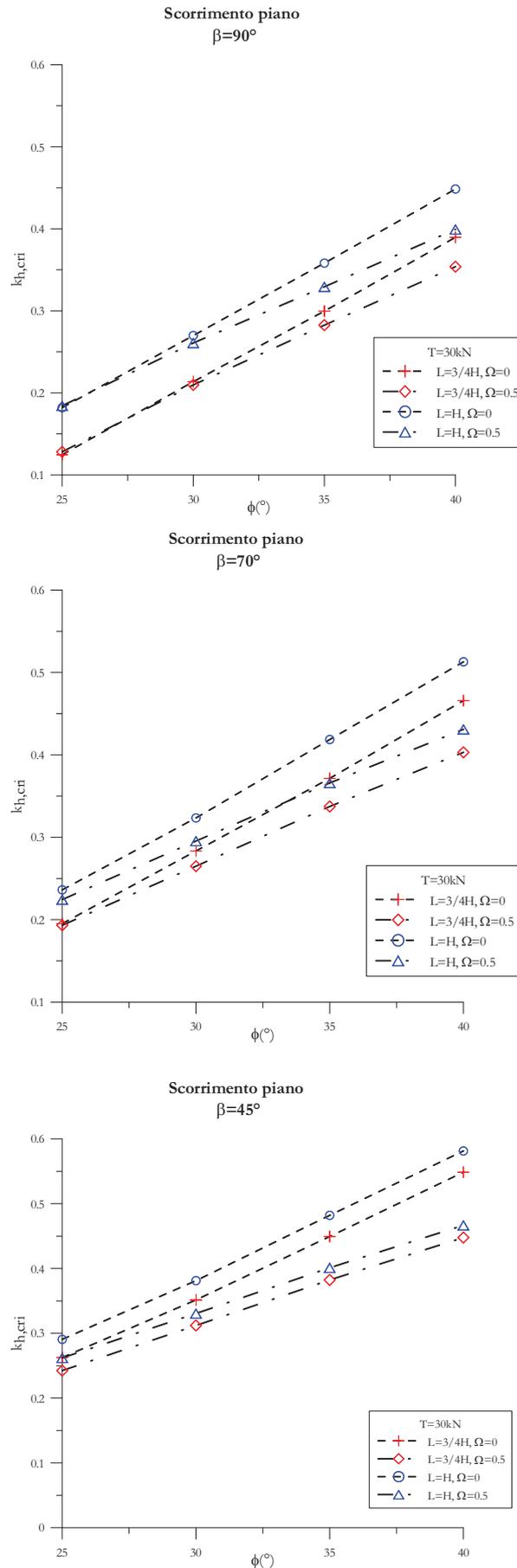


Figura 6. 7: Meccanismo di scorrimento piano: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=30kN$

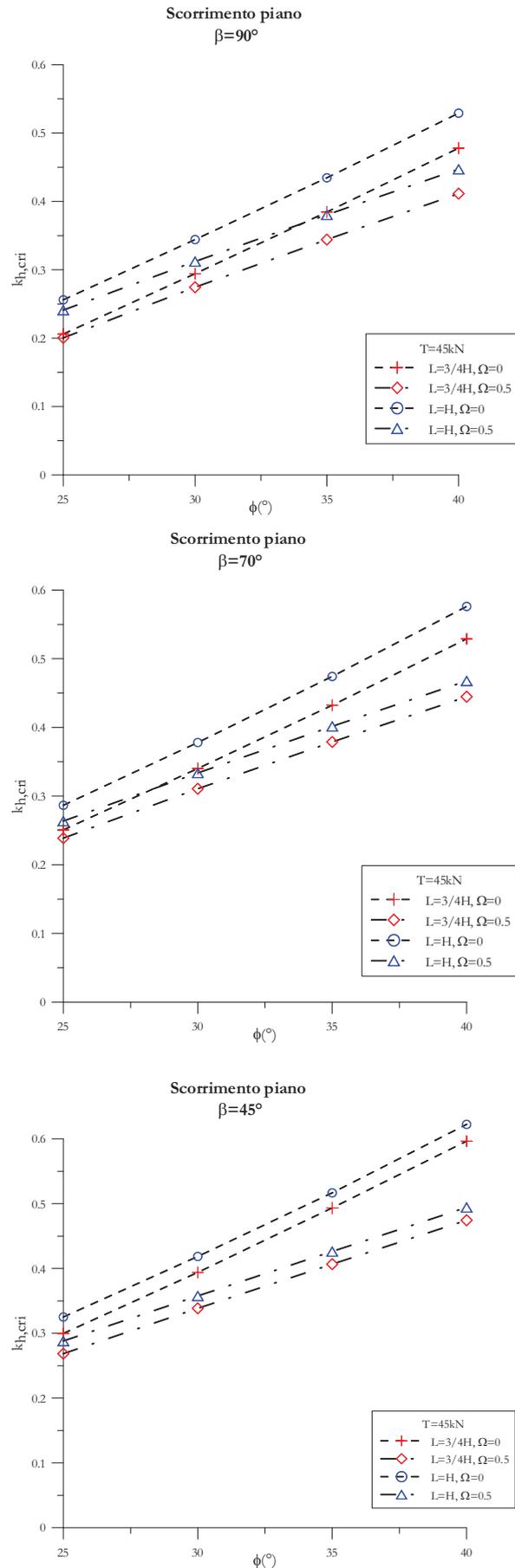


Figura 6. 8 Meccanismo di scorrimento piano: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$

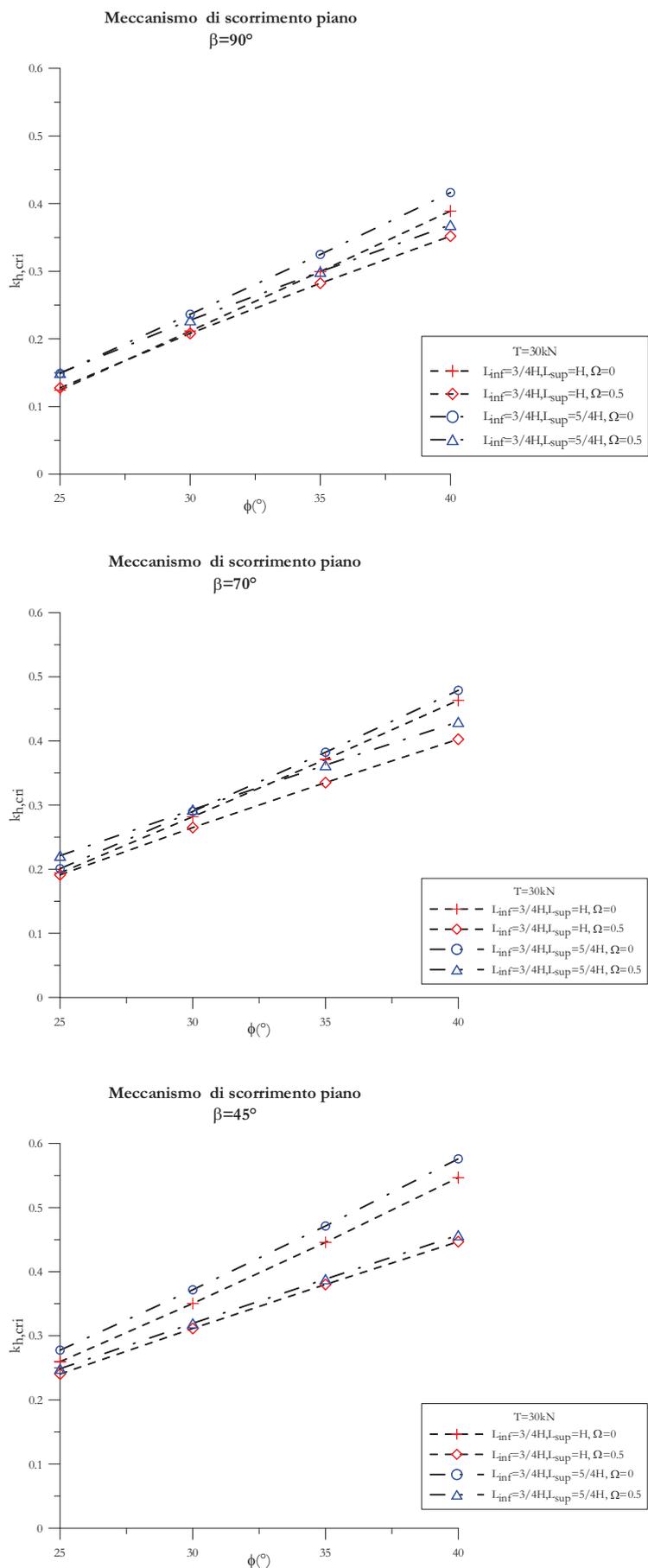


Figura 6. 9: Meccanismo di scorrimento piano: confronto di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza variabile

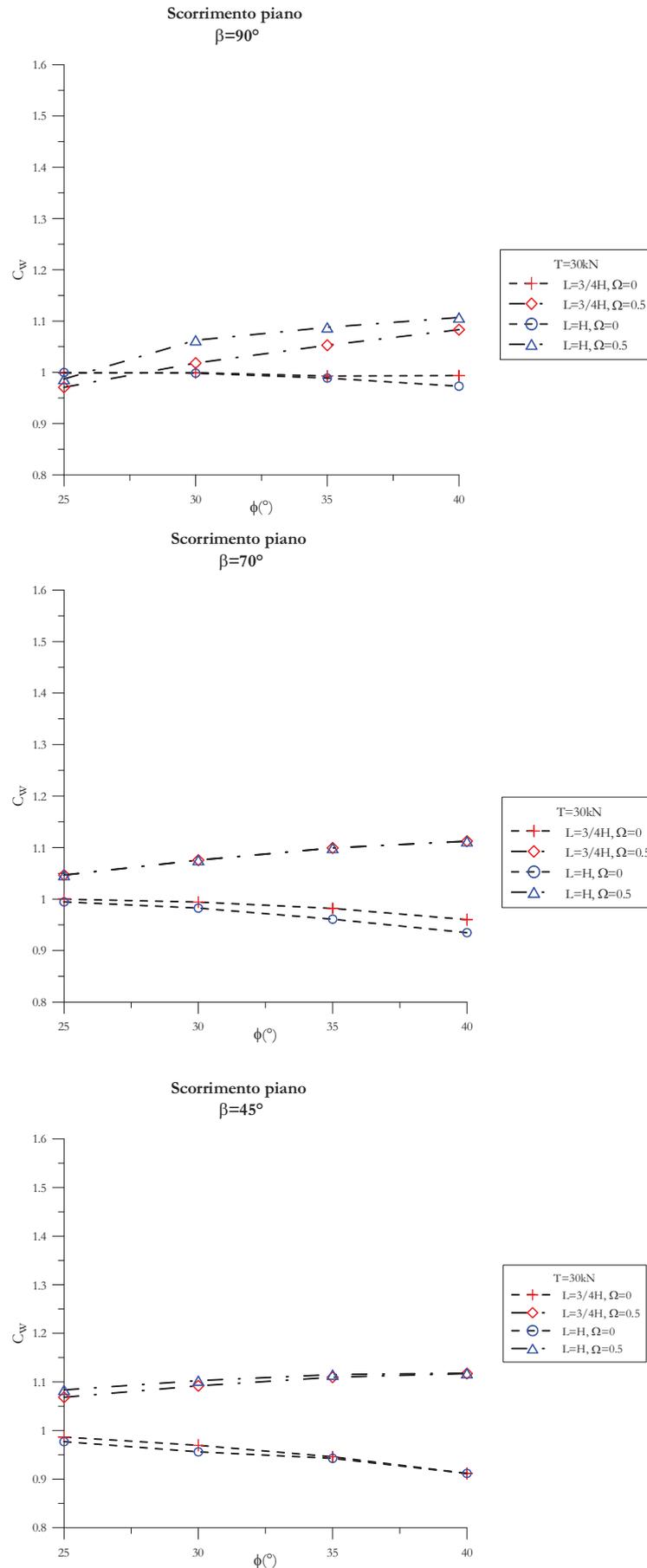


Figura 6. 10: Meccanismo di scorrimento piano: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=30kN$

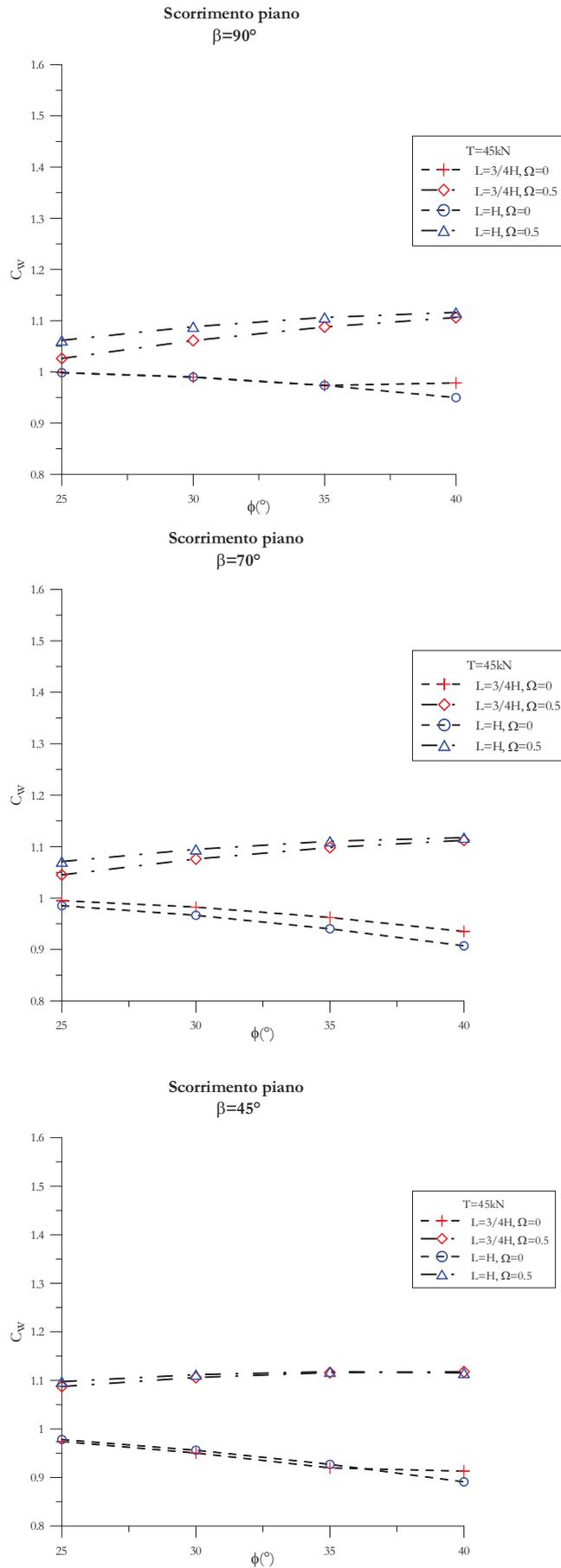


Figura 6. 11: Meccanismo di scorrimento piano: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$

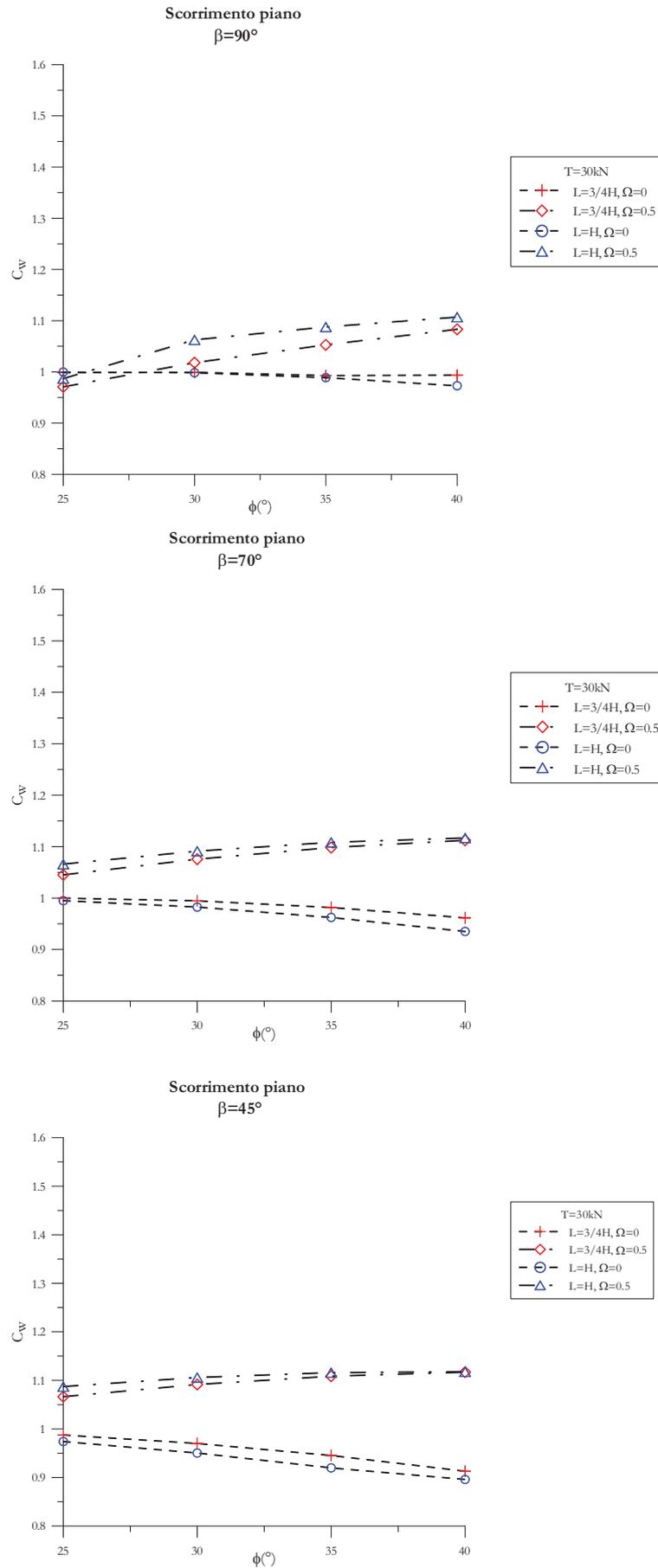


Figura 6. 12: Meccanismo di scorrimento piano: confronto di C_w per rinforzi di lunghezza variabile

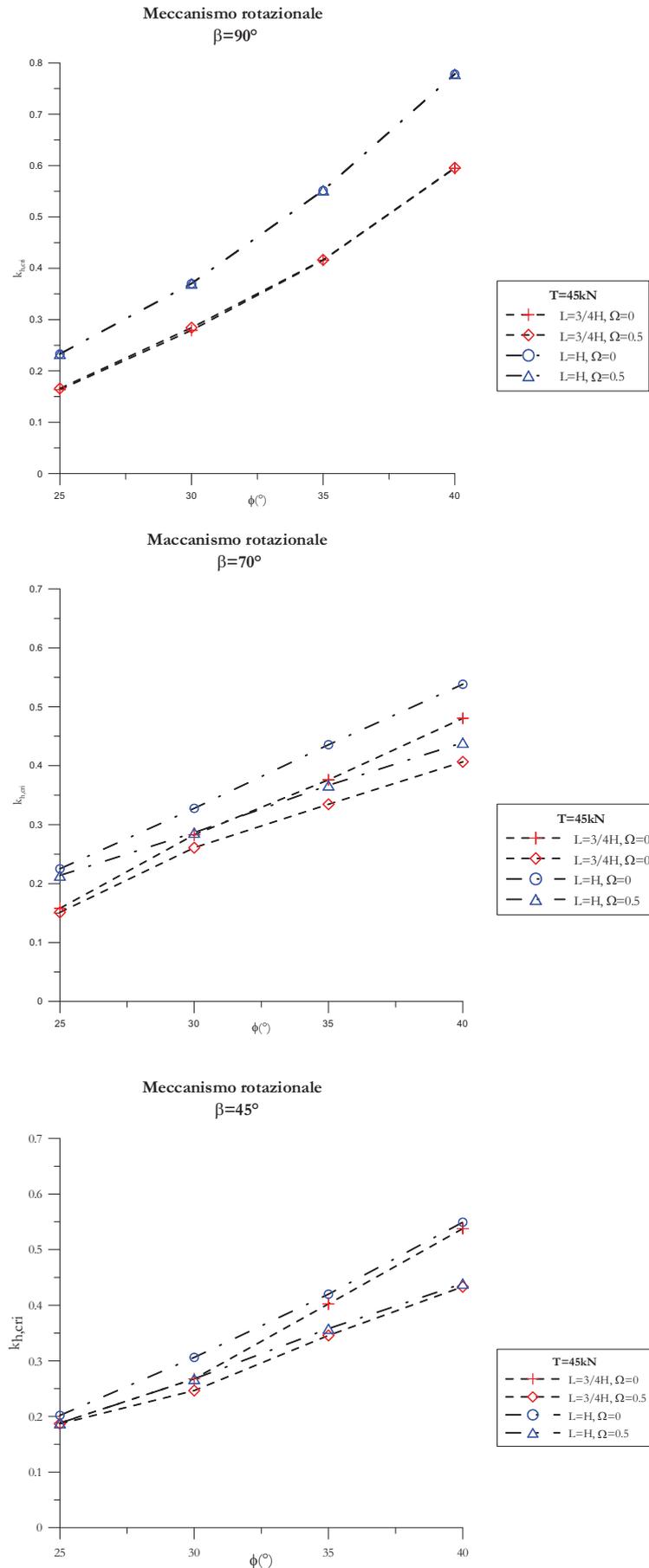


Figura 6. 13: Meccanismo rotazionale: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$

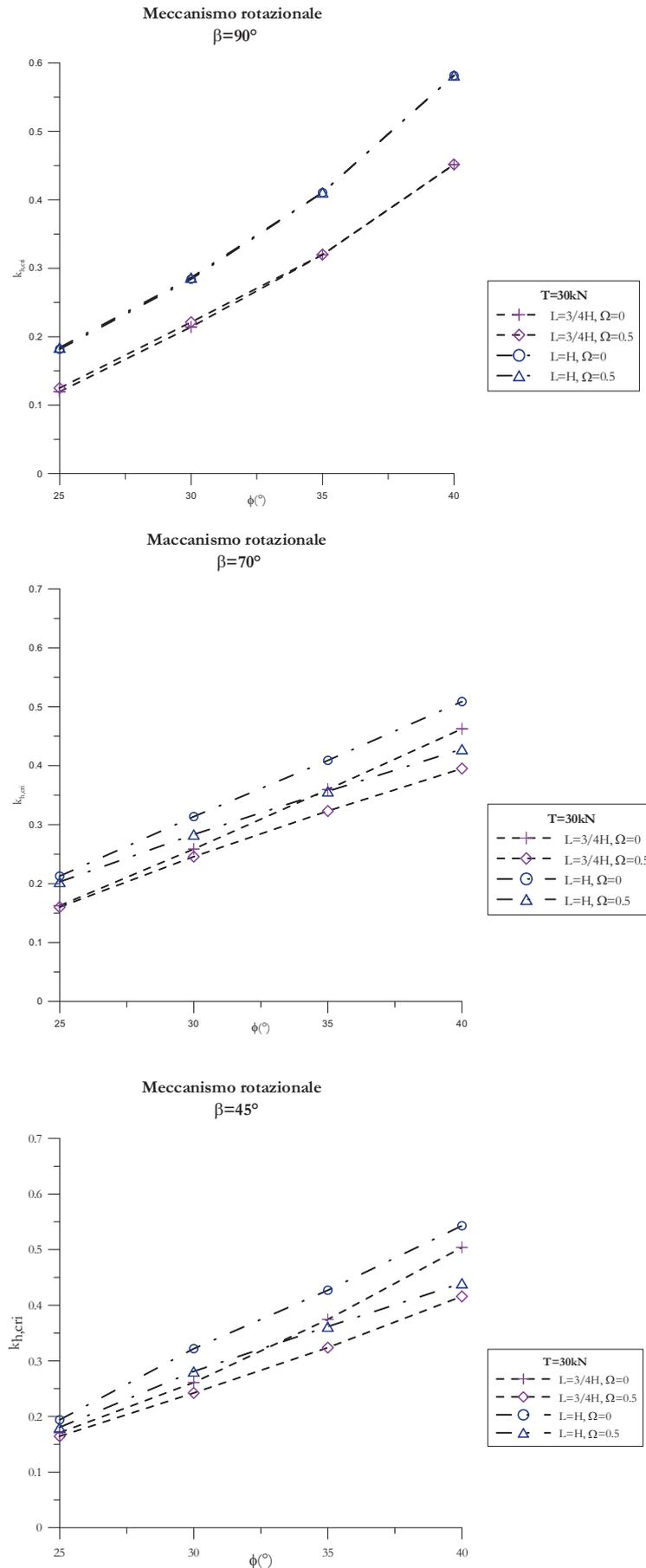


Figura 6. 14: Meccanismo rotazionale: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$

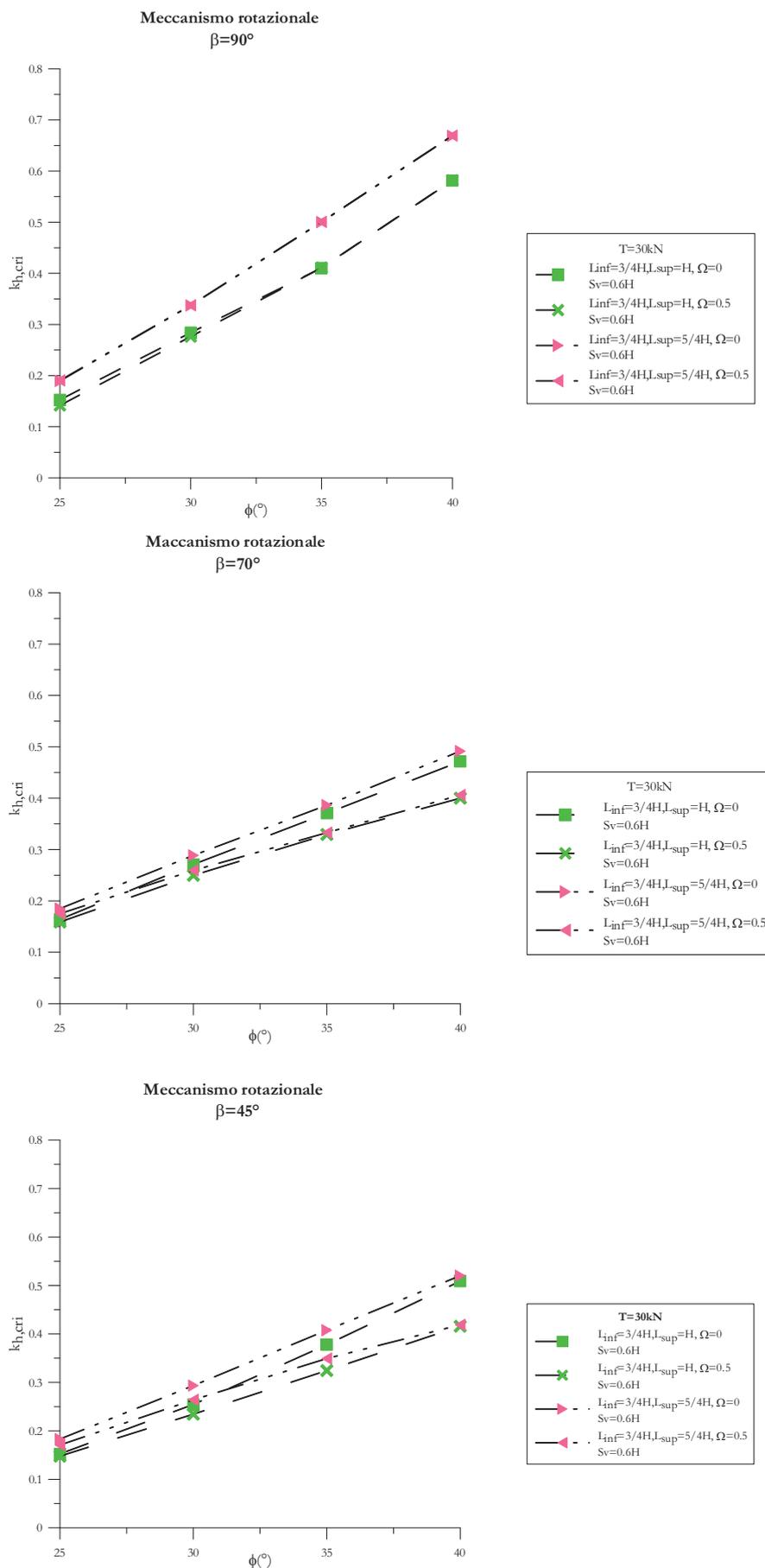


Figura 6. 15: Meccanismo rotazionale: confronto di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza variabile

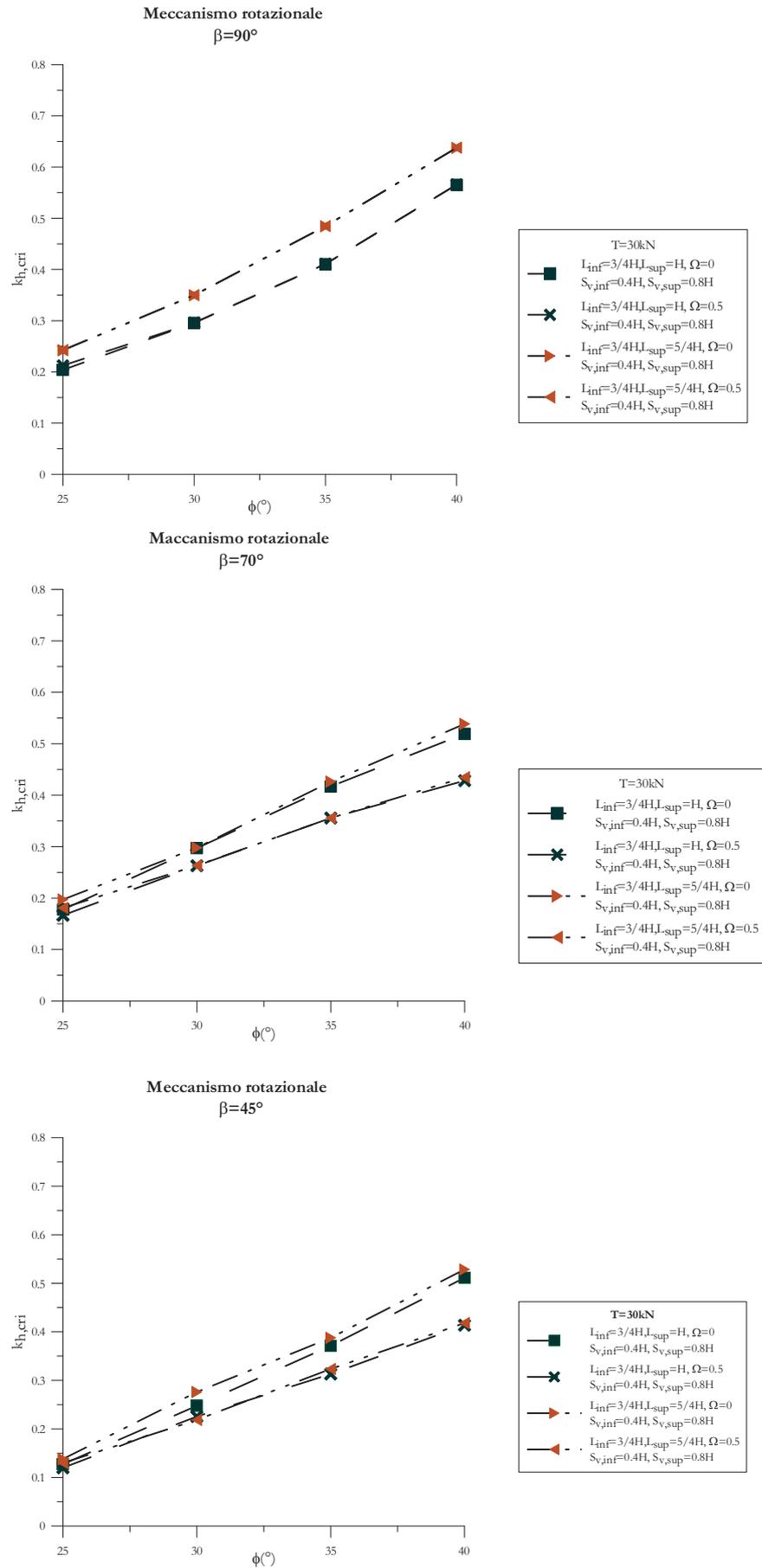


Figura 6. 16: Meccanismo rotazionale: andamento di $k_{h,crit}$ per rinforzi di lunghezza e spaziatura variabile

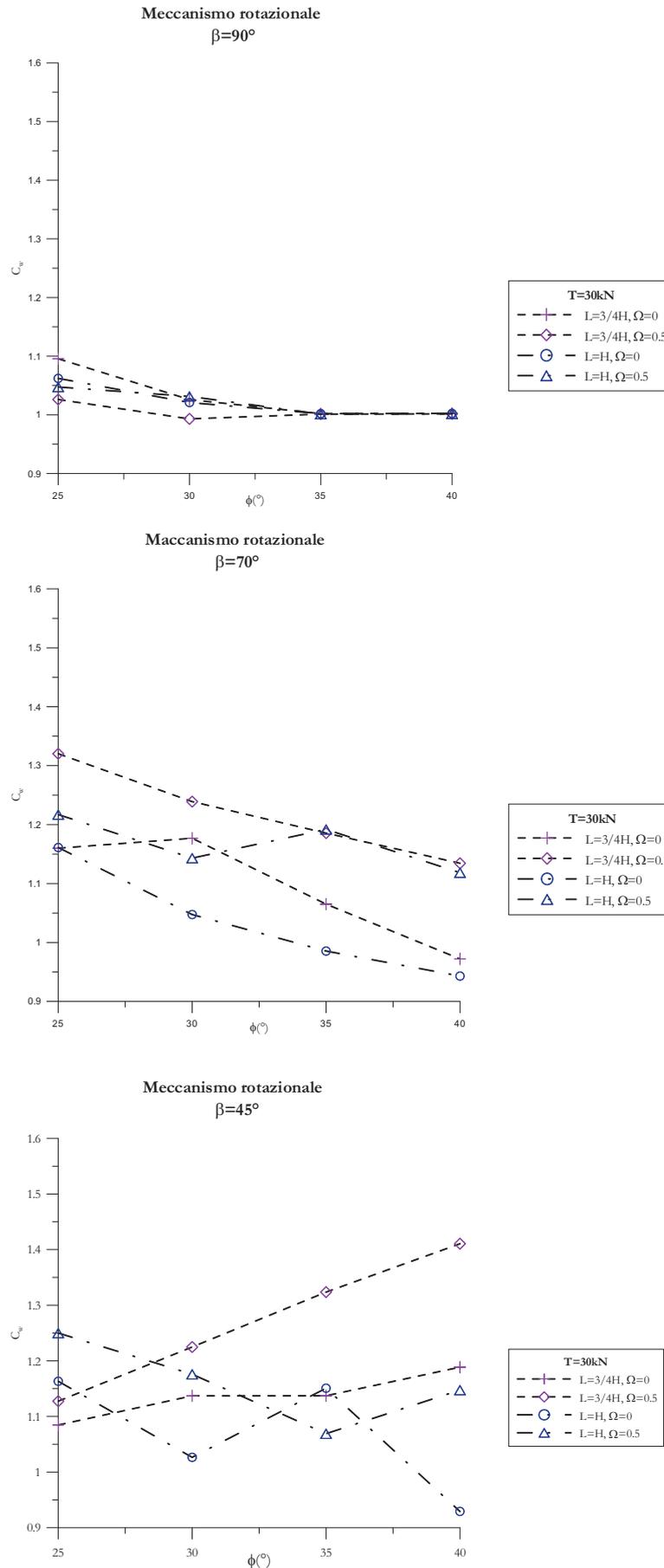


Figura 6. 17: Meccanismo rotazionale: confronto di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=30kN$

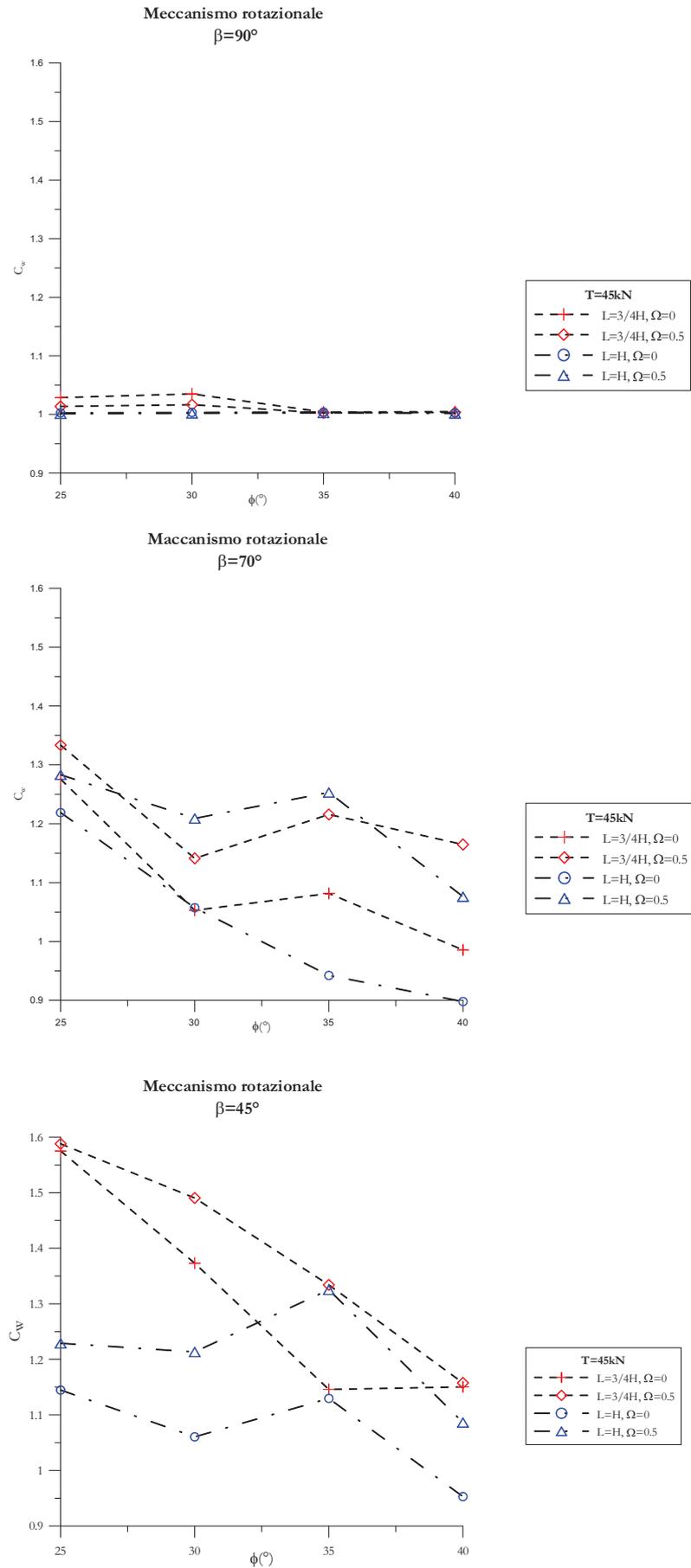


Figura 6. 18: Meccanismo rotazionale: confronto di C_w per rinforzi di lunghezza uniforme con $T_{max}=45kN$

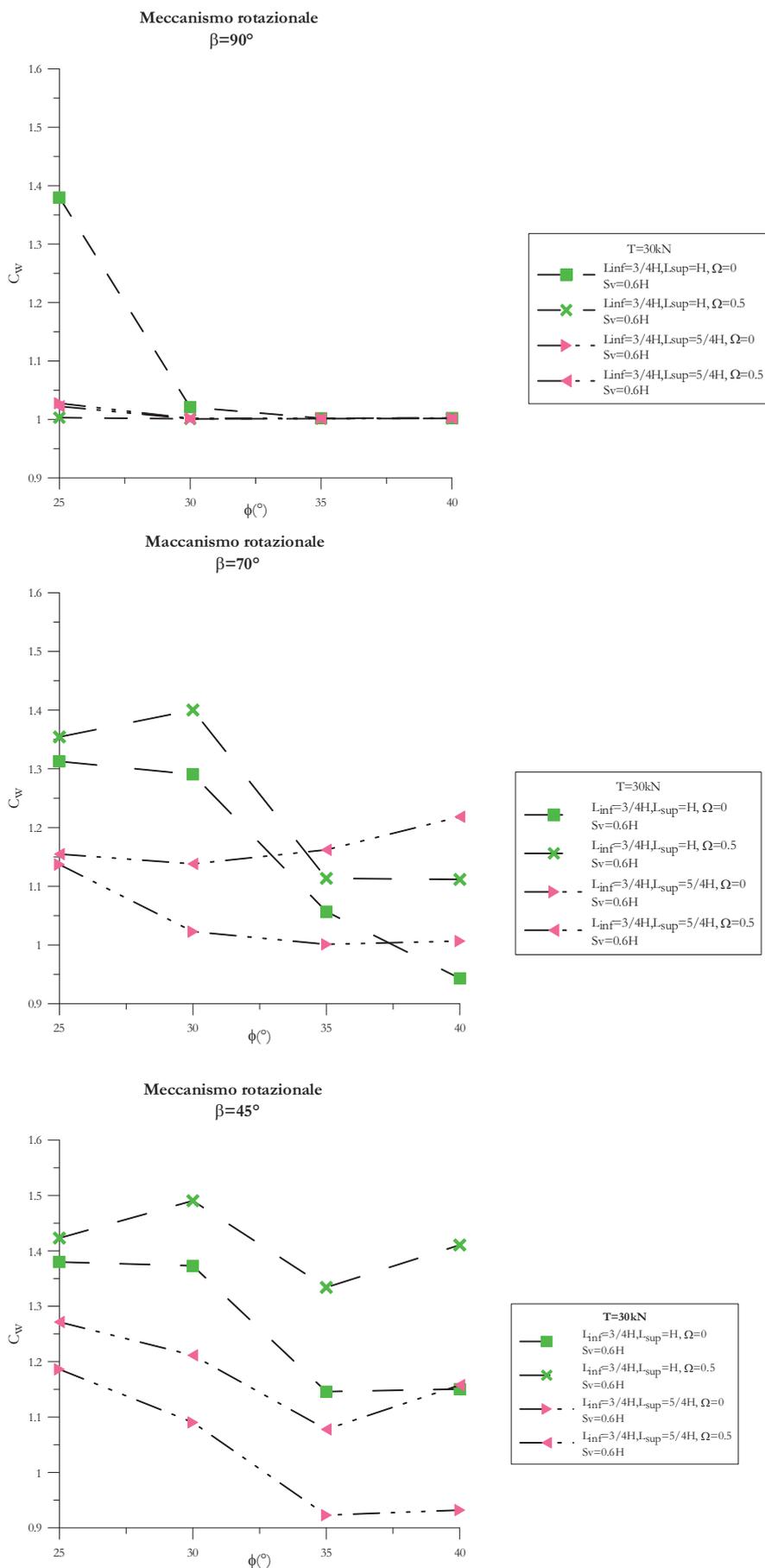


Figura 6. 19: Meccanismo rotazionale: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza variabile

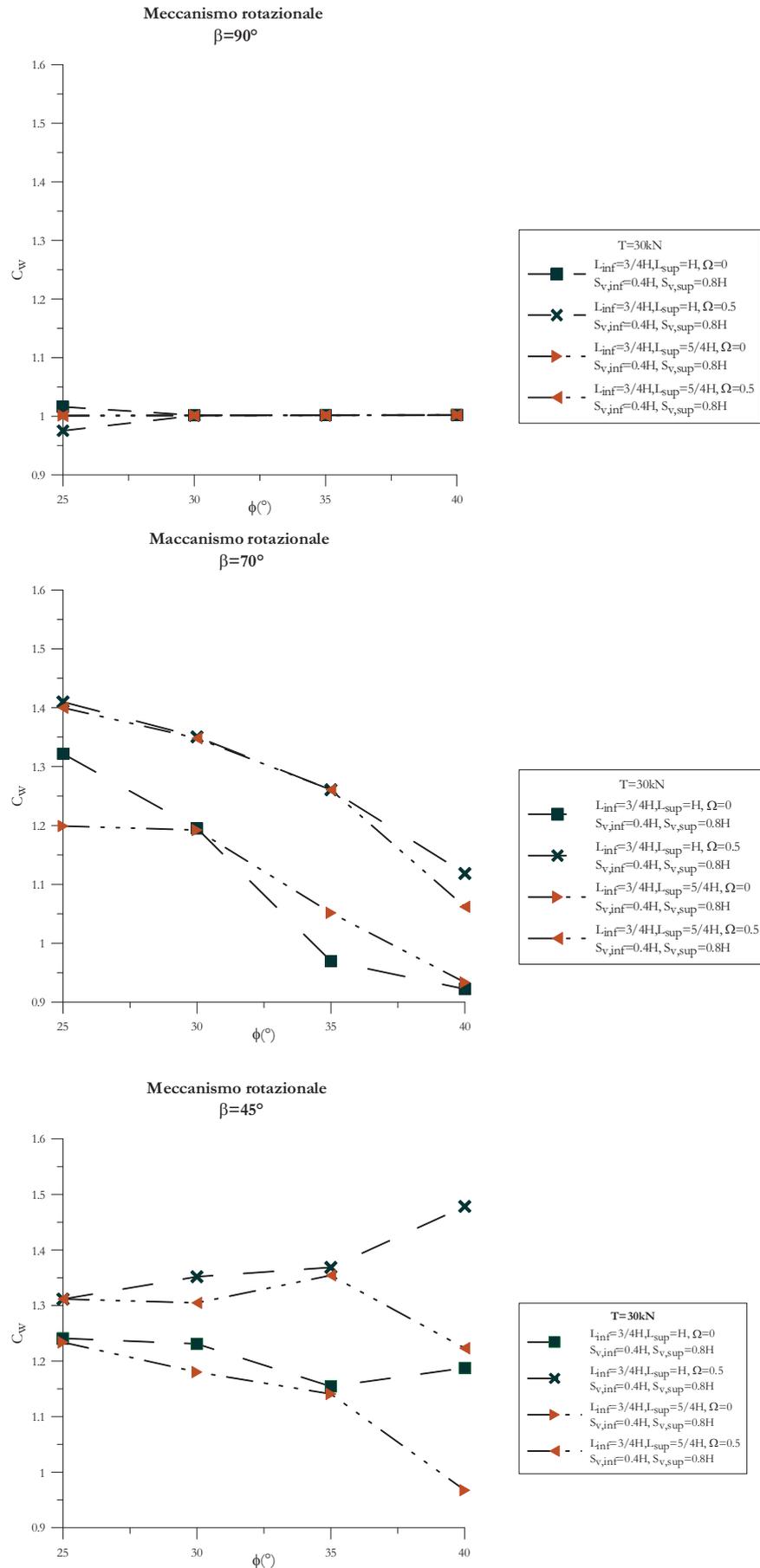
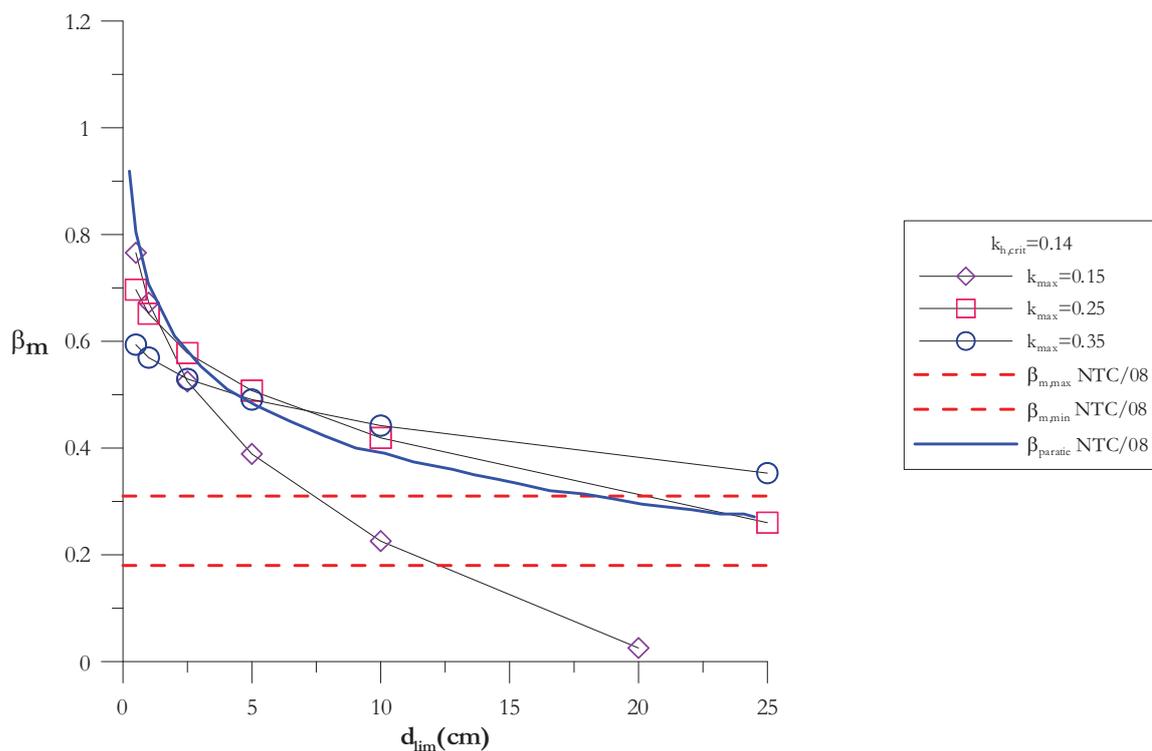


Figura 6. 20: Meccanismo rotazionale: andamento di C_w per rinforzi di lunghezza e spaziatura variabile

Meccanismo di scorrimento diretto



Meccanismo di scorrimento diretto

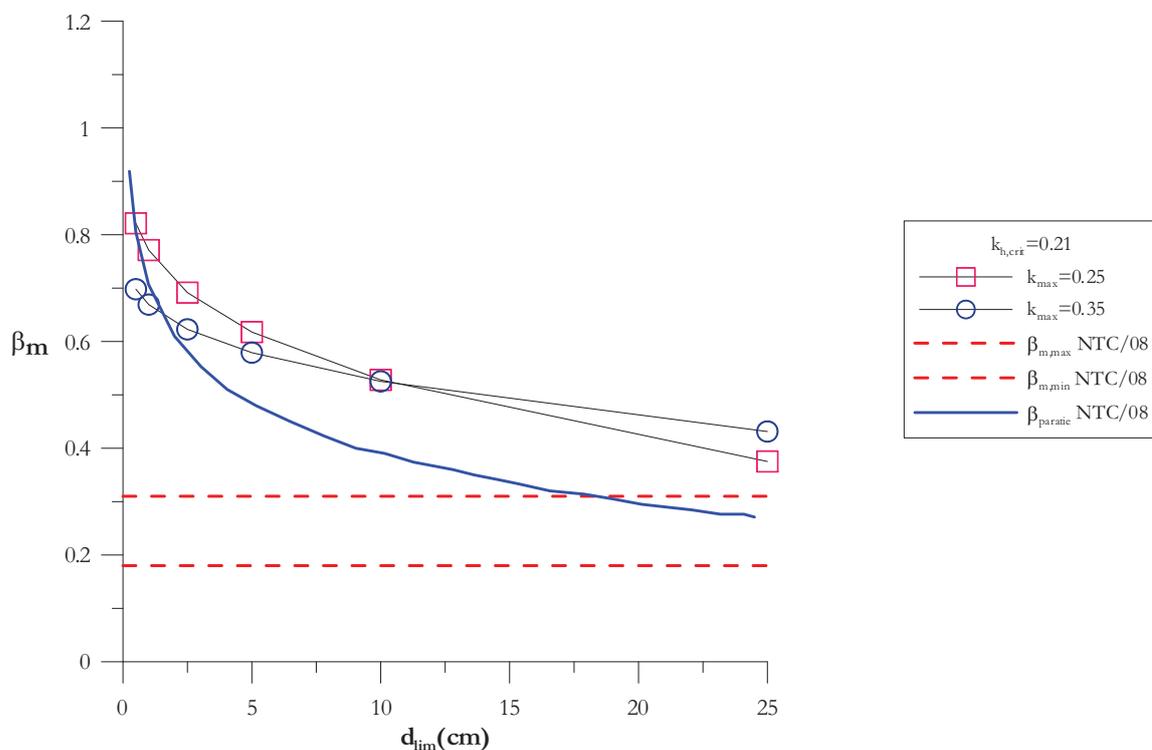
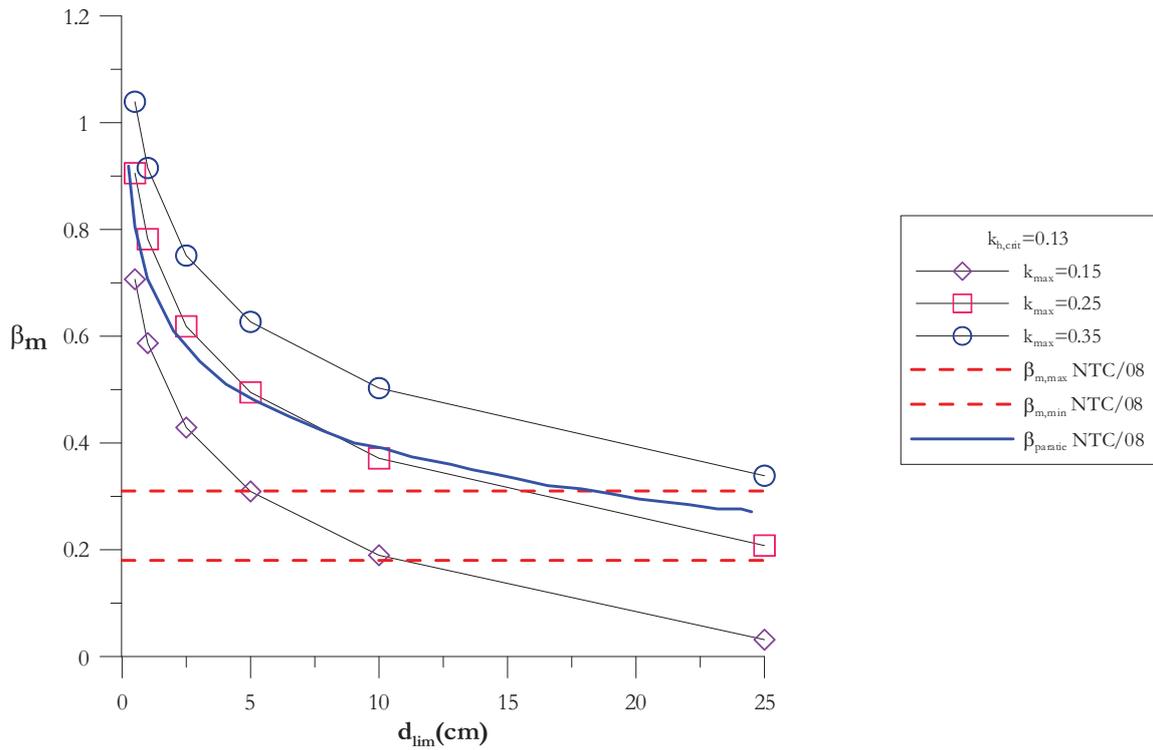


Figura 6. 21: Andamento del coefficiente di riduzione β_s per i meccanismo di scorrimento diretto

Meccanismo di scorrimento piano



Meccanismo di scorrimento piano

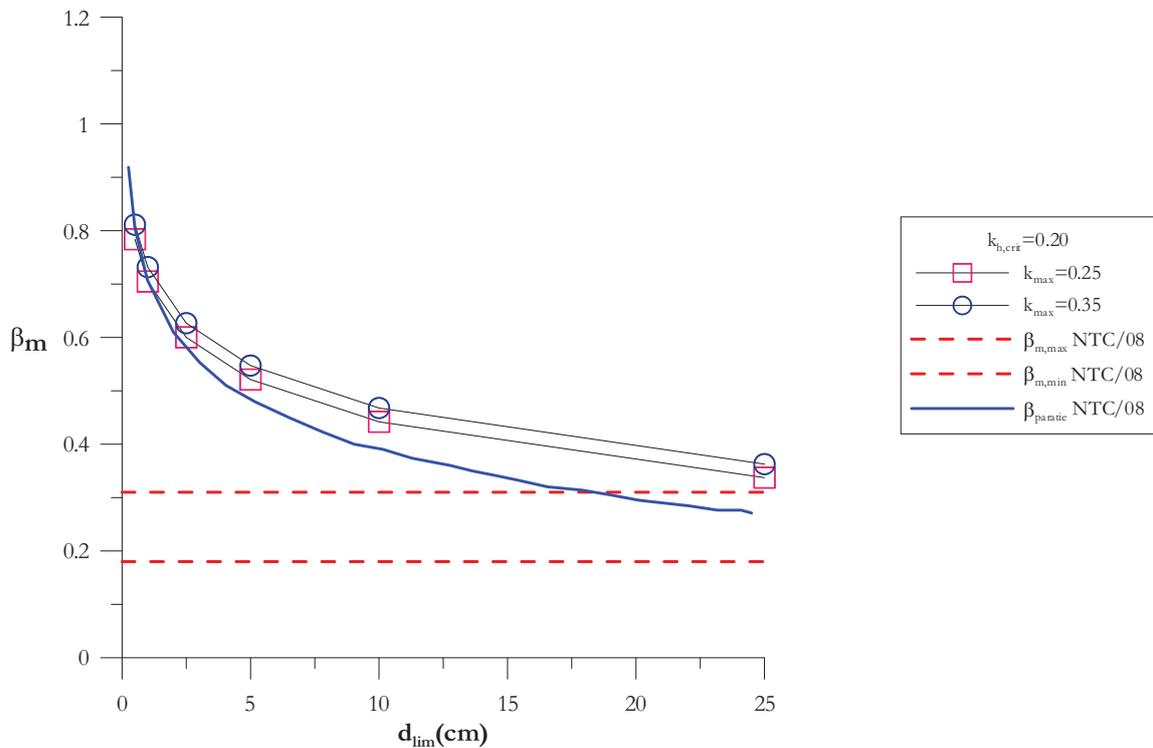
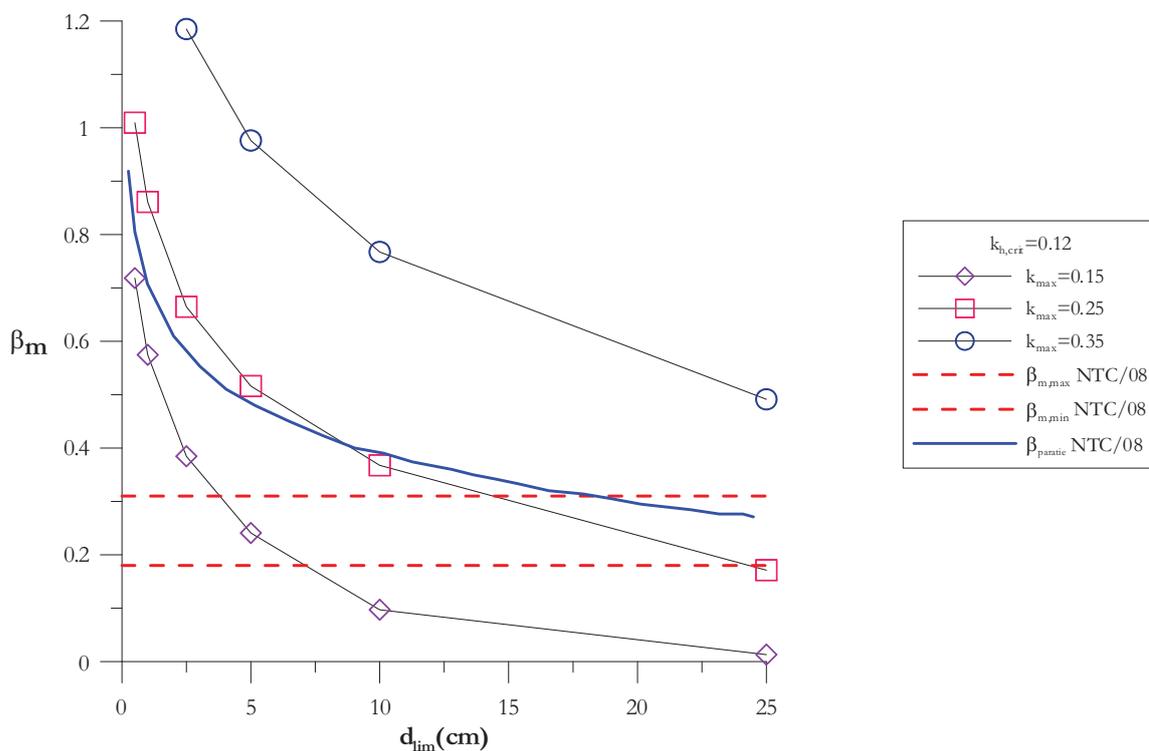


Figura 6. 22: Andamento del coefficiente di riduzione β_s per i meccanismo di scorrimento piano

Meccanismo rotazionale



Meccanismo rotazionale

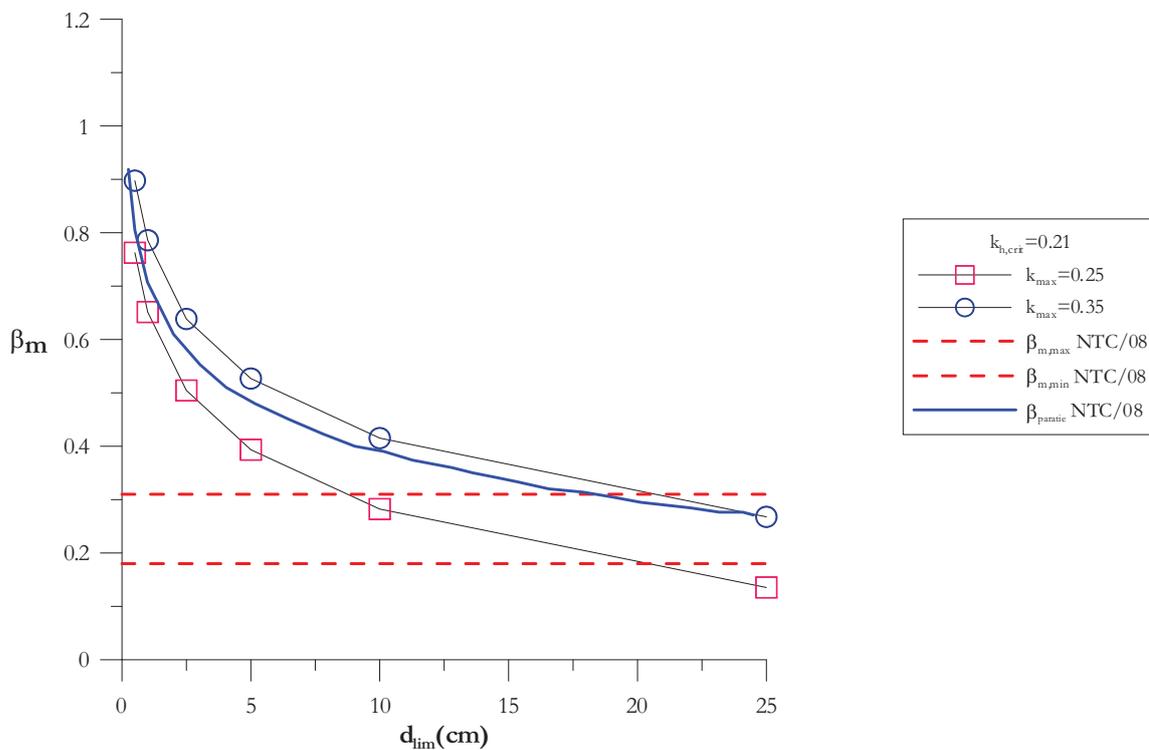


Figura 6. 23: Andamento del coefficiente di riduzione β_s per il meccanismo rotazionale

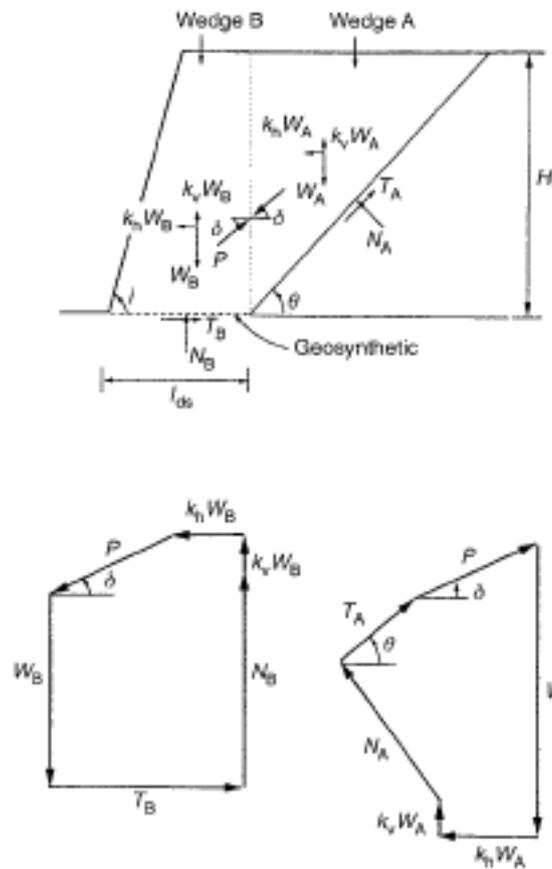


Fig. 3. Two-part wedge mechanism in seismic direct sliding analysis (not to scale)

Figura 6. 24: Schema di analisi impiegato da Ling et al. (1998) per il Tanata wall

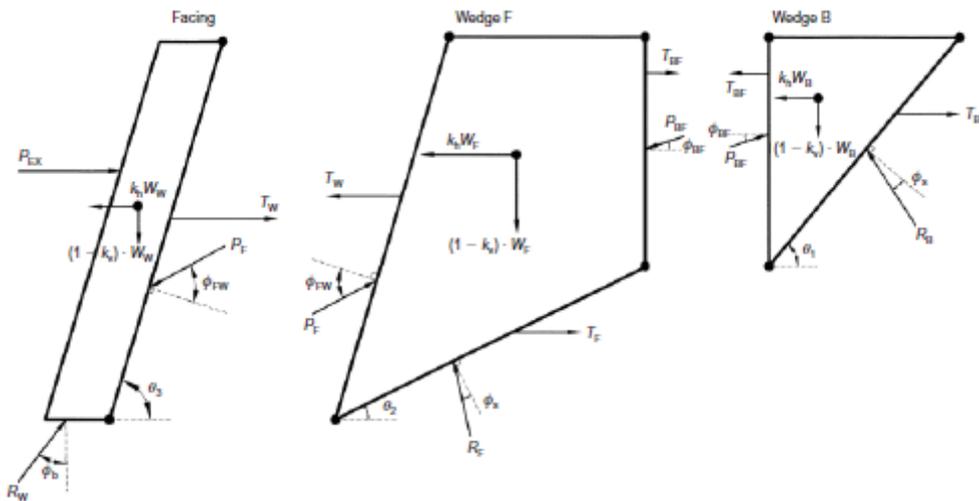


Figura 6. 25: Schema di analisi utilizzato da Huang et al. (2005) per lo studio del Tanata wall

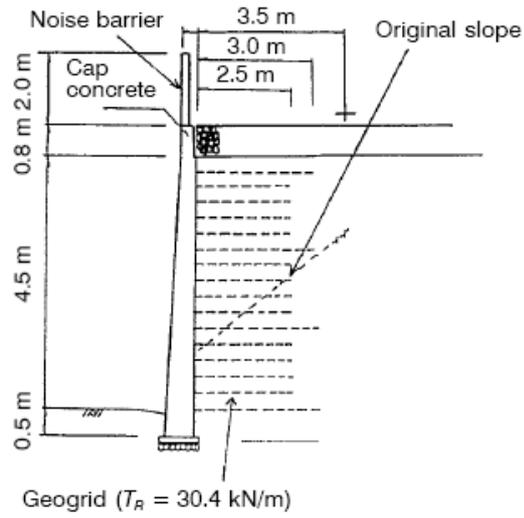


Figura 6. 26: Schema Tanata wall (Tanata et al. 1996-1997)

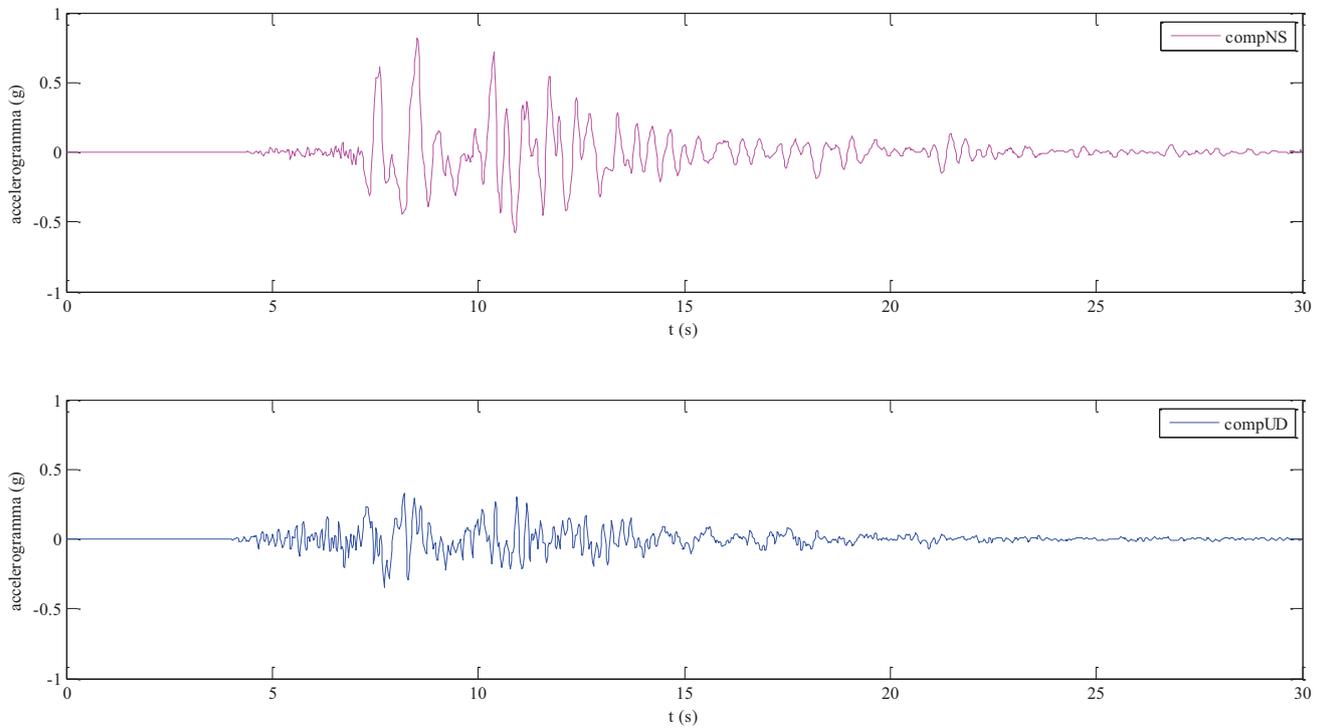


Figura 6. 27: Accelerogrammi utilizzati nell'analisi

TABELLE

Tabella 6. 1: Parametri utilizzati per l'analisi parametrica

H	6	m	Altezza del muro
γ	20	kN/m ³	Peso specifico del terreno
β	45-70-90	°	Angolo di inclinazione del paramento di facciata
ϕ	25-30-35-40	°	Angolo di resistenza a taglio del terreno lungo la superficie di rottura
δ	2/3f	°	Angolo di resistenza a taglio del terreno-rinforzo
T	30-45	kN/m	Tensione massima di rottura del rinforzo
L_{inf}	3/4H-H	m	Lunghezza dei rinforzi superiori
L_{sup}	3/4H-H-5/4H	m	Lunghezza dei rinforzi inferiori
p	0-20	kN/m ²	Carico distribuito
B	3/4H-H	m	Larghezza di base del muro per la scorrimento diretto

Tabella 6. 2: I valori dei coefficienti A e B per la legge di previsione degli spostamenti di Biondi et al. (2011)

Modello

$$\log d_{\max} = A \cdot \left(\frac{k_{h,c}}{k_{h,\max}} \right) + B \pm \sigma \cdot t$$

$$\frac{k_{h,\lim}}{k_{h,c}} = \frac{A}{\log d_{\lim} - B - \sigma \cdot t}$$

$$F_k = \frac{k_{h,\lim}}{k_{h,\max}} = \frac{k_{h,\lim}}{k_{h,c}} \cdot \frac{k_{h,c}}{k_{h,\max}} = \frac{A}{\log d_{\lim} - B - \sigma \cdot t} \cdot \frac{k_{h,c}}{k_{h,\max}}$$

Cat. A **$a_{\max}=0.05$ g** **$a_{\max}=0.15$ g** **$a_{\max}=0.25$ g** **$a_{\max}=0.35$ g**

B (cm)	1.338	1.396	1.523	1.661
A_{1a}	-3.950	-3.639	-3.522	-3.507
σ (cm)	0.664	0.632	0.570	0.580
R²	0.730	0.674	0.709	0.553

Cat. B **$a_{\max}=0.05$ g** **$a_{\max}=0.15$ g** **$a_{\max}=0.25$ g** **$a_{\max}=0.35$ g**

B (cm)	1.126	1.196	1.305	1.442
A_{1a}	-3.862	-3.729	-3.444	-3.428
σ (cm)	0.545	0.529	0.497	0.515
R²	0.791	0.733	0.751	0.594

Cat. C, D, E **$a_{\max}=0.05$ g** **$a_{\max}=0.15$ g** **$a_{\max}=0.25$ g** **$a_{\max}=0.35$ g**

B (cm)	1.443	1.506	1.626	1.766
A_{1a}	-4.073	-3.784	-3.549	-3.510
σ (cm)	0.537	0.556	0.522	0.537
R²	0.825	0.742	0.749	0.590

Cat. Tutte **$a_{\max}=0.05$ g** **$a_{\max}=0.15$ g** **$a_{\max}=0.25$ g** **$a_{\max}=0.35$ g**

B (cm)	1.220	1.281	1.401	1.540
A_{1a}	-3.908	-3.687	-3.472	-3.454
σ (cm)	0.579	0.571	0.530	0.546
R²	0.778	0.708	0.731	0.570

t=1.281552 (upper bound 90%)

Tabella 6. 3: Risultati ottenuti da Ling et al. (1998) sul Tanata wall

	$\Omega=0$	$\Omega=0,9$		$\Omega(t)$	
		facing	No facing	facing	No facing
k_{crit}	0,47	0,33	0,313	0,292	0,271
d_{perm} (cm)	0	5,8	10,1	10,8	17

Tabella 6. 4: Analisi sul Tanata wall condotta da Huang et al. (2005)

	$\Omega=0,058$	$\Omega=0,9$	Ω (t)
k_{hc}	0,453	0,332	-
d_{max} (mm)	85	227	64

Tabella 6. 5: Risultati ottenuti con il metodo all'equilibrio limite sul Tanata wall

	$\Omega=0$	$\Omega=0,058$	$\Omega=0,9$	$\Omega(t)$
$k_{h,cr}$	0,4624	0,4504	0,3265	-
C_w	2,01	2,06	2,85	2,01
d_{max} (mm)	77,20	87,35	243,05	109,449
$d_{max}C_w$	155,11	180,22	691,62	219,91

Tabella 6. 6: Risultati ottenuti con il metodo all'analisi limite sul Tanata wall

	$\Omega=0$	$\Omega=0,058$	$\Omega=0,9$	Ω (t)
$k_{h,cr}$	0,4142	0,4045	0,3017	-
C_w	1,171	1,20	1,61	1,171
$\cos\delta^*C_w$	0,90	0,92	1,23	0,90
d_{max} (mm)	121,96	132,62	291,15	154,43
$d_{max}^*C_w$	109,37	121,79	358,43	138,49

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca.

CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi ha esaminato un criterio di progettazione dei muri di sostegno in terra rinforzata congruente con la filosofia che ha ispirato le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC/08).

Le opere in terra rinforzata sono state sviluppate per conferire ad una massa di terreno una buona resistenza a trazione grazie all'inserimento di rinforzi che possono essere geosintetici, rinforzi metallici etc. Il loro crescente impiego negli ultimi decenni è dovuto alla facilità di realizzazione, ai tempi ridotti rispetto ai muri di sostegno rigidi, ai costi inferiori rispetto a soluzioni più tradizionali, ad un vasto campo di applicazioni, ad un buon comportamento in condizioni sismiche. Proprio quest'ultimo aspetto è stato osservato in occasione degli eventi sismici che si sono verificati negli ultimi venti anni.

Nel capitolo 1 del lavoro sono state riportate le osservazioni post-sismiche condotte sui muri in terra rinforzata; queste hanno mostrato come i fenomeni di collasso delle opere in terra rinforzata siano stati rari; i pochi verificatisi sono da imputare a fenomeni di liquefazione dinamica dei terreni di fondazione e di un eccessivo sviluppo di cedimenti degli stessi per effetto dello scuotimento sismico. Ad esempio durante il terremoto di Northridge ($M_w = 6.7$) nel 1994, le opere in terra rinforzata hanno manifestato un buon comportamento anche se il 75% di esse erano state progettate facendo riferimento a valori dell'accelerazione sismica al suolo significativamente inferiori a quelli effettivamente verificatosi e circa il 50 % era stato progettato per soli carichi statici. In seguito al terremoto di Chi-chi nel 1999 ($M_w=7.7$, $M_L=7.3$) si sono verificati numerosi fenomeni di collasso anche di modesta altezza ($H < 3$ m). Alcuni studi hanno mostrato, però, che tutti i casi verificatisi non sono imputabili al cattivo comportamento delle opere nel loro complesso, ma all'utilizzo di terreni e di rinforzi di scadenti caratteristiche meccaniche, all'utilizzo di giunzioni di resistenza insufficiente ed, infine, ad una eccessiva equispaziatura dei rinforzi. Da ciò risulta chiaro come la progettazione di queste opere sia stata condotta, sino a qualche anno fa, in maniera non adeguata in quanto i fenomeni di collasso non sono facilmente identificabili come per i muri tradizionali in cemento armato.

Al fine di comprendere quali siano i possibili meccanismi di collasso che possono generarsi in un muro in terra rinforzata, nel capitolo 2 sono stati esaminati i principali meccanismi di collasso distinguendoli in base al tipo di analisi ovvero: metodi pseudo-statici, metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata) ed metodi di analisi dinamica avanzata. A loro volta i meccanismi di collasso che sfruttano i metodi pseudo-statici possono essere studiati adoperando l'analisi all'equilibrio limite (si ricorre alle equazioni cardinali della statica) od il teorema cinematico dell'analisi limite (si ricorre alle equazioni di bilancio energetico ed alle condizioni di compatibilità cinematica). Fra i meccanismi di collasso analizzati con il metodo dell'equilibrio limite si collocano gli studi di Cai e Bathurst (1995, 1996) i quali introdussero per primi i meccanismi di collasso che riguardavano la presenza degli elementi modulari in facciata. Con l'ausilio dell'analisi limite sono stati studiati il meccanismo rotazionale, il meccanismo di scorrimento piano ed il meccanismo di scorrimento alla base (Ausilio et al. 2000, Michalowsky et al. 2000).

La necessità di trovare un criterio di progettazione di tipo prestazionale per i muri in terra rinforzata è nata anche dal confronto delle NTC/08 con altre due normative: la British Standard (BS) 8006 del 1995 e la Federal Highway Administration (FHWA) del 2009. Le BS:8006 sono norme in campo statico che forniscono indicazioni sugli schemi tipici delle opere in terra rinforzata, sulle dimensioni minime dell'opera, sui valori limite degli spostamenti che l'opera può subire. La FHWA è espressamente dedicata alle opere in terra rinforzata ed è una normativa sismica. Essa fornisce, in modo chiaro per ciascun stato limite, il tipo di verifiche da eseguire e le modalità con cui poterle svolgere. Dal confronto di queste normative con le NTC/08 risulta chiaro come la norma nazionale risulti carente circa le opere in terra rinforzata, in quanto estende quanto riferito ai muri in c.a. anche a muri in terra rinforzata senza tenere conto del differente comportamento che le due tipologie di opere presentano.

Utilizzando l'approccio all'equilibrio limite, nel capitolo 4, sono stati studiati alcuni meccanismi di collasso con l'impiego dell'analisi all'equilibrio limite o dell'analisi limite. In particolare con l'analisi all'equilibrio limite sono stati studiati il collasso per scorrimento alla base, il collasso per scorrimento interno, il collasso per over-stressing dei rinforzi, collasso degli elementi di facciata; con l'analisi limite sono stati invece indagati il collasso rotazionale lungo una spirale logaritmica, il collasso per scorrimento alla base ed il collasso per scorrimento piano. Per ciascuno di questi meccanismi è stata fornita l'espressione del coefficiente sismico critico $k_{h,cr}$ ricavata imponendo un fattore di sicurezza unitario, quando si è utilizzato il metodo all'equilibrio limite, ed il bilancio energetico nullo nel caso dell'analisi limite.

Il capitolo 5 è stato articolato in due parti; la prima ha riguardato la definizione ed il calcolo del fattore di forma C_w . Solitamente il calcolo degli spostamenti permanenti per un muro in terra

rinforzata viene condotto utilizzando il metodo di Newmark. Tuttavia per tenere in considerazione la geometria del meccanismo di rottura analizzata e quindi la reale geometria della massa instabile e della superficie di scorrimento, si cerca un coefficiente correttivo, definito fattore di forma C_w , che compare come un coefficiente moltiplicativo nel primo membro dell'equazione del moto. Esso consente di eseguire un'analisi agli spostamenti utilizzando sempre il metodo per il calcolo degli spostamenti alla Newmark ma allo stesso tempo adegua tali spostamenti permanenti al tipo di meccanismo analizzato. Nella seconda parte è stato esteso il criterio di equivalenza introdotto per i pendii (Biondi et al., 2008), ai muri in terra rinforzata. Il criterio di equivalenza introduce il concetto di coefficiente sismico orizzontale equivalente $k_{h,eq}$, definendolo come quel valore del coefficiente sismico a cui corrisponde un certo fattore di sicurezza dinamico F_k , correlato ad un prefissato livello prestazionale. Il coefficiente sismico equivalente corrisponde al valore che uguaglia il fattore di sicurezza pseudo-statico F_{ps} con il fattore F_k . Per ciascuno dei meccanismi di collasso è stato ricavato il coefficiente sismico equivalente corrispondente. Infine una delle principali applicazioni del criterio equivalente è stata la determinazione del coefficiente di riduzione dell'azione sismica β_m ovvero il coefficiente che moltiplicato per il coefficiente sismico orizzontale massimo atteso in sito (a_{max}/g) fornisce il valore del coefficiente sismico da impiegare nella progettazione pseudo-statica dell'opera.

Nel capitolo 6 sono state condotte una serie di analisi parametriche sui meccanismi di collasso studiati con l'analisi limite (collasso rotazionale, collasso per scorrimento alla base e collasso per scorrimento piano). Per il meccanismo di scorrimento alla base il $k_{h,cr}$ è influenzato molto dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, ϕ , e dell'inclinazione della facciata, β . Infatti più è basso ϕ e/o più è alto β minore è $k_{h,cr}$. Altri fattori che tendono a rendere il muro instabile (bassi $k_{h,cr}$) sono l'eventuale presenza di un sovraccarico e la ridotta lunghezza dei rinforzi. In termini di fattore di forma C_w si è osservato che esso cresce all'aumentare di ϕ nei casi con $\Omega=0.5$ (con $\Omega=k_v/k_h$), mentre diminuisce per $\Omega=0$; tale andamento si è mantenuto per tutti i valori di β analizzati. In generale C_w oscilla sopra o sotto l'unità in base al valore di β e della presenza o assenza della componente verticale. Anche per il meccanismo di scorrimento piano, il coefficiente sismico critico è influenzato positivamente dal crescere di ϕ , della lunghezza dei rinforzi, dalla resistenza a trazione dei rinforzi, dal diminuire di β ; l'assenza della componente verticale Ω si risente maggiormente al diminuire di β e al crescere di ϕ . L'andamento di C_w ha mostrato un comportamento analogo al quanto visto per lo scorrimento diretto. Il meccanismo rotazionale lungo una spirale logaritmica ha mostrato che per muri a parete verticale la spirale è praticamente

approssimabile ad un piano. Infatti il termini di $k_{h,cr}$ l'influenza della componente verticale si risente maggiormente per valori di β bassi. Riducendo la spaziatura dei rinforzi inferiori si è osservato un aumento di $k_{h,cr}$ più evidente per i muri con alti β . I risultati delle analisi condotte in termini di coefficiente di forma hanno mostrato andamenti non regolari. Infatti, mentre per i muri in terra rinforzata con parete verticale, si è osservato che C_w diminuisce con il crescere di ϕ oscillando poco al di sopra dell'unità, per gli altri valori di β considerati si hanno andamenti altalenanti e risulta difficile individuare la grandezza che più influenza C_w .

Per ognuno dei meccanismi di collasso sono stati presi due coefficiente sismici critici di riferimento e per ciascuno è stato valutato il coefficiente di riduzione β_m in funzione dello spostamento limite d_{lim} ottenendo sempre un andamento decrescente con il crescere di d_{lim} . In generale si è notato che, per valori di d_{lim} compresi fra 5÷10cm, il valore di β_m è maggiore del limite superiore indicato dalla NTC/08 ($\beta_m=0.31$). Inoltre i valori di β_m determinati sono risultati confrontabile con l'andamento fornito dalle NTC/08 per le paratie.

Nel presente lavoro sono stati analizzati alcuni aspetti del comportamento sismico delle opere di sostegno in terra rinforzata. E' stata proposta una procedura di analisi pseudo-statica equivalente che consente di studiare le condizioni di collasso con un approccio di tipo prestazionale pur mantenendo i vantaggi di un'analisi pseudo-statica. I possibili futuri sviluppi dello studio riguardano la definizione di un approccio agli spostamenti di tipo dinamico che consentirebbe di portare in conto gli effetti della deformabilità dell'opera nella definizione del coefficiente sismico equivalente e nella valutazione del coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

A

Ausilio E., Conte E., Dente G. (2000). "Seismic stability analysis of reinforced slopes". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 19, pp. 159–172.

B

Bathurst R.J., Cai Z. (1995). "Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls" *Geosynthetics International*, Vol. 2, No. 5, pp. 787-830.

Bathurst, R.J. and Hatami, K., 1998, "Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall", *Geosynthetics International*, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 127-166

Bathurst, R.J., Hatami, K., Alfaro, M.C. (2002). "Geosynthetic reinforced soil walls and slopes: seismic aspects". *Geosynthetics and Their Applications* (S.K. Shukla Ed.), Thomas Telford, 327-392.

Biondi G., Cascone E., Maugeri M. (2007): "Displacement-based seismic analysis of rigid retaining walls " Special session on Geotechnical Aspects of EC8. XIV European conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnical Engineering in Urban Environments. Madrid, Spain, September 24-27.

Biondi G., Cascone E., Rampello S. (2007): "Performance-based pseudo-static analysis of slopes " 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, June 25-28, No. 1645.

Biondi G., Cascone E., Rampello S. (2011): "Valutazione del comportamento dei pendii in condizioni sismiche ". *Rivista Italiana Di Geotecnica*, Vol. XLV, No. 1, 11-34.

Blanco G. (2010): "Analisi delle condizioni di equilibrio limite e valutazione degli spostamenti permanenti di opere di sostegno rigide soggette ad azione sismica". Tesi di dottorato.

Bray J.D., Rathje E.M., Augello A.J., Merry S.M., (1998): "Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-waste landfills." *Geosynthetic International*, 5 (1-2), 203-235.

British Standard 8006:1995. "Code of practice for Strengthened/reinforced soils and other fills".

C

Cai Z., Bathurst R.J. (1995) - Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method. *Computers and Geotechnics*, 17, n.4, pp. 523-546.

Cai Z., Bathurst R.J. (1996a) - Deterministic sliding block methods for estimating seismic displacements of earth structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1996; 15: 255-68

Cai Z., Bathurst R.J. (1996b) - Seismic-induced permanent displacement of geosynthetic reinforced segmental retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp. 937-955.

Carotti, A, and Rimoldi, P., 1998, "A Nonlinear Model for the Seismic Response Analysis of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures", *Geosynthetics International*, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 167-201.

Chang C.J., Yao J.T. (1984) - Seismic displacements in slope by limit analysis. This paper is part of the *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 7.

Chen W.F., Scawthorn C.R. (1968) - Limit analysis and limit equilibrium solutions in soil mechanics. Fritz Engineering Laboratory Department of Civil Engineering Lehigh University Bethlehem, Pennsylvania, June, Report No. 355.3.

Chen W.F., Giger M.W., Fang H.Y. (1969) – On the limit analysis of stability of slopes. Fritz Engineering Laboratory Department of Civil Engineering Lehigh University Bethlehem, Pennsylvania, March, Report No. 355.4

Collin, J. G., Chouery-Curtis, V. E. e Berg, R. R. (1992). “Field observations of reinforced soil structures under seismic loading”. International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp. 223–228.

D

Decreto Ministeriale 14.01.2008 del Ministero delle Infrastrutture. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. S.O. n. 30 alla G.U. del 04.02.2008, No. 29.

Drescher, A., Detournay, E. (1993): “Limit load in translational failure mechanisms for associative and nonassociative materials.” *Geotechnique*, 43(3), 443–456.

E

El-Eman M. e Bathurst R.J..(2004). “Experimental desing, instrumentation and interpretation of reinforced soil wall response using a shaking table”. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 4(4),pp.13-22.

El-Eman M. e Bathurst R.J..(2005). “Facing contribution to seismic response of reduced-scale reinforced soil walls”. *Geosynthetic International*, Vol. 12, N 5, pp. 215-238.

F

Franklin, A.G., and Chang, F.K. (1977). *Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams*, Report 5: Permanent Displacements of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis, Waterways Experiment Station, misc paper S-71-17.

Federal Highway Administration (2009). “Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes”. No. FHWA-NHI-10-024FHWA GEC 011 – Volume I November

I

Izawa, J., Kuwano, J., Takahashi A. (2002). “Centrifuge tilting and shaking table tests on reinforced soil wall”. 7th Int. Conference on Geosynthetics, Nice (1), pp. 229-232

Izawa, J., Kuwano, J.,Ishihara Y. (2004). “Centrifuge tilting and shaking table tests on the RSW with different soils”. 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics, Seoul, 803-810.

H

Hatami K., Bathurst R.J. (2000) - Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, pp. 137–157.

Huang C.C. (2000). “Investigation of soil retaining structures damaged durino the Chi-Chi earthquakes”. *Journal of Chinese Institute of Engineering*. 23, 4, pp.417-428

Huang C. C., Chou L. H., Tatsuoka ,F. (2003). Seismic displacements of geosynthetic-reinforced soil modular block walls. *Geosynthetics International*, No. 1, pp. 2–23.

Huang C. C., Wang W.C. (2005). Seismic displacements of geosynthetic-reinforced soil in the 1995 Hyogo-Krn Nambu earthquake. *Soil and foundation*, vol. 25, No. 5, pp. 1–10.

Hynes-Griffin M.E., Franklin A.G., (1984): "Rationalizing the seismic coefficient methods." Miscellaneous paper GL-84-13, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

K

Kadayifci A., Guler E. (2005) - Influence of various parameters on seismic-induced permanent displacement of geosynthetic reinforced segmental retaining walls. Geosynthetic Institute, Folsom, PA, USA

Koerner, R., Soong, T.Y., Koerner, R.M. (1998). "Earth retaining wall costs in USA". Geosynthetic Research Institute Report, Folsom, Pennsylvania, USA.

Koerner R.M., Soong T.Y. (2001). "Geosynthetic reinforced segmental retaining wall". Geotextiles and Geomembranes, 19(6), pp. 359-386.

Koseki J., Kato N., Watanabe K., Tateyama M. (2004) - *Evaluation of seismic displacement of reinforced walls*. 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics, Seoul, 217-224.

Koseki J., Bathurst R.J., Guler E., Kuwano J., Maugeri M. (2006) - *Seismic stability of geosynthetic reinforced soil walls*. 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, pp.51-77.

Kramer S.L., Smith M.W. (1997) - *Modified Newmark model for seismic displacement of compliant slopes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 123, n.7, pp.635-644.

Kramer, S. L. e Paulsen, S. (2001). Seismic performance of MSE structures in Washington State. International Geosynthetics Engineering Forum 2001, Taipei, Taiwan, pp. 145-173.

Kutter, B. L., Casey, J. A. e Romstad, K. M. (1990). "Centrifuge modeling and field observations of dynamic behavior of reinforced soil and concrete cantilever retaining walls". 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, CA, pp. 663-672.

J

Jones C.J.P.F., Clarke D. (2007). "The residual strength of geosynthetic reinforcement subjected to accelerated creep testing and simulated seismic events". Geotextiles and Geomembranes, 25(2), pp. 155-169

L

Leshchinsky D., Han J. (2004). "Geosynthetic reinforced multitiered walls". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.130, pp. 1225-1235.

Ling H.I., Leshchinsky D. (1995). "Seismic performance of a simple slopes", Soil and Foundation, vol. 35, No. 2, 85-94,

Ling H.I., Leshchinsky D., Perry E.B. (1997). "*Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures*". Geotechnique, vol. 47, n.5, pp.933-952.

Ling H.I., Leshchinsky D. (1998). "Effects of vertical acceleration on seismic design of geosynthetic-reinforced soil structures". Geotechnique, 48, No. 3, 347-373.

Ling H.I. (2001) Recent applications of sliding block theory to geotechnical design Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 21, 189-197

Ling, H. I., Leshchinsky, D. e Nelson, N. S. C. (2001). "Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 21, 297-313

Ling, H.I., Leshchinsky, D. (2003). "Post-earthquake investigation of several geosynthetic reinforced soil retaining walls and slopes during Ji-Ji earthquake in Taiwan". Reinforced Soil Engineering, Ling, Leshchinsky and Tatsuoka (eds.), Dekker, 297-316.

Ling H.I., Leshchinsky D. (2005). "Failure analysis of modular-block reinforced soil walls during earthquakes". *Journal of performance of constructed facilities*, ASCE, vol.19, No.2, pp.117-213.

Lo Grasso, A.S., Maugeri, M., Recalcati, P. (2004b). "Shaking table tests and analysis of reinforced slopes". *GeoAsia 2004 Conference*, Seoul, 21-23 June, 2004.

Lo Grasso A.S., Maugeri M., Recalcati P. (2005). "Seismic behaviour of geosynthetic-reinforced slopes with overload by shaking table tests, *Geo-Frontiers 2005*, ASCE, CDROM.

Lo Grasso, A.S. Maugeri, M., Recalcati, P.(2006). "Experimental seismic analysis of geosynthetic-reinforced soil structures with three-dimensional reinforcements by shaking table tests. *8th International Conference on Geosynthetics*,

M

Maugeri M., Rigano L. (2011): "Meccanismo di rottura per lo scorrimento alla base e metodi di calcolo innovativi per i muri in terra rinforzata in zona sismica". ANIDI, Bari, Atti convegno.

Michalowski R.L. (1998). "Limit analysis in stability calculations of reinforced soil structures". *Geotextiles and Geomembranes*, 16(6), pp.311-331

Michalowski R.L., You L. (2000). "Displacement of reinforced slopes subjected to seismic loads". *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, No. 8, 685-694.

Michalowski R.L. (2002). "Stability Charts for Uniform Slopes". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 4, April 1.

Michalowski R.L., ASCE1 F., (2007): "Displacements of Multiblock Geotechnical Structures Subjected to Seismic Excitation". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 11, November 1.

Moraci N., Cardile G. (2009). "Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*". Vol. 27, pp. 475 - 487.

N

Newmark N. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments". *Geotechnique*, 115, No. 2, pp.139-160.

Nova Roessig L., ASCE S.M., Sitar N., ASCE M. (1998) "Centrifuge studies of the seismic response of reinforced Soil slopes" *Proceedings of the Third Geotechnical Engineering and Soil Dynamics Conference Geotechnical Special Publication No. 75*, ASCE, pp 458-468.

P

Paulsen S. (2002) - A numerical model for estimating seismic displacements of reinforced steep slopes. *MASCE Thesis*, University of Washington

Paulsen S.B., Kramer S.L. (2004) - *A predictive model for seismic displacements of reinforced slopes*. *Geosynthetics International*, Vol. 11, No. 6, pp. 407-428.

R

Race, R., Del Cid, H. (2001). "Seismic performance of modular block retaining wall structures during the January 2001 El Salvador earthquake". *International Geosynthetics Engineering Forum 2001*, Taipei, Taiwan (CD-ROM), 20 p.

S

Sandri D. (1998). "A performance summary of reinforced soil structures in the Greater Los Angeles Area after the Northridge earthquake." *Geotextiles and Geomembranes*, 15(4), pp.235-253.

Seed H.B., (1979): "Consideration on the earthquake resistant design of earth and rockfill dams." *Geotèchnique*, 29 (3), 215-263.

Stewart J.P., Blake T.M., Hollingsworth R.A., (2003): "A screen analysis procedure for seismic slope stability." *Earthquake Spectra*, 19, 697-712.

T

Tatsuoka, F., Tateyama, M., Koseki, J. (1995). „Behavior of geogrid reinforced soil retaining walls during the great Hanshin-Awaji earthquake". 1st International Symposium on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 55–60.

Tatsuoka, F., Tateyama M., Koseki, J. (1996). "Performance of soil retaining walls for railway embankments". *Soils and Foundations*, Special Issue of Soils and Foundations on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, 311-324.

Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T., Koseki, J. (1997a). "Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures". *The 1996-1997 Mercer Lecture, Geosynthetics International*, 4(2), 81-136.

Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M. (1997b). Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, *Earth Reinforcement*, Balkema, 2, 973- 1008.

W

Wartman J., Rondinel-Orviedo E.A., Rodriguez-Marek A. (2006). "Performance and analyses of mechanically stabilized earth walls in the Tecomán, Mexico Earthquake". *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE Vol. 20, No.3, August 1, 2006.

Watanabe K. Munaf.Y., Koseki j., Tateyama M., Kojima K (2003). "Behaviours of several type of models retaining walls subjected to irregular excitation". *Soils and Foundations*, Vol. 43, No.5, pp. 13-27

Z

Zornberg, J. (1994). "Performance of Geotextile-Reinforced Soil Structures," Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca.

RINGRAZIAMENTI

Giunta alla faticosa pagina dei ringraziamenti, senza troppi indugi inizio con il ringraziare il Prof. Maugeri che ha creduto nelle mie capacità. Fondamentale è stato il supporto dell'ing. Biondi che mi ha indirizzato verso quelli che poi sono stati i risultati finali di questo lavoro.

Vorrei menzionare anche le mie colleghe e colleghi della “stanza dei dottorandi” con i quali ho potuto trascorrere delle piacevolissime pause (quasi fondamentali quando le cose sembravano non quadrare come avrebbero dovuto e l'errore rimaneva celato) avendo avuto modo di conoscerli meglio.

Non posso certo dimenticare la mia numerosa famiglia, i miei nipotini, che mi hanno sempre visto davanti al pc a studiare, e Alfio che ha saputo sempre starmi accanto.

Forse sarò stata troppo sintetica e diretta, ma del resto è una mia caratteristica, comunque l'esperienza personale che ha accompagnato questo lavoro mi ha permesso di vedere tutto con una prospettiva più matura e mi ha senz'altro fatto comprendere meglio quali sono le mie capacità.