

R. CONTI

**MODELLAZIONE FISICA E NUMERICA DEL
COMPORTAMENTO DI OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI
IN CONDIZIONI SISMICHE**

Tesi, luglio 2010



**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI ROMA "TOR VERGATA"**

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA DELLE STRUTTURE E GEOTECNICA

Università di Roma “Tor Vergata”
Dipartimento di Ingegneria Civile

**DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA DELLE
STRUTTURE E GEOTECNICA
XXII CICLO**

**MODELLAZIONE FISICA E NUMERICA DEL
COMPORTAMENTO DI OPERE DI SOSTEGNO
FLESSIBILI IN CONDIZIONI SISMICHE**

Tesi presentata per il conseguimento del titolo di
Dottore di Ricerca in Ingegneria delle Strutture e Geotecnica da

Riccardo Conti

Coordinatore del Corso di Dottorato
Prof. Ing. Franco Maceri

Tutore del candidato
Prof. Ing. Giulia Viggiani

Luglio 2010

INDICE

1	Introduzione	1
1.1	Inquadramento generale della ricerca	1
1.2	Oggetto della ricerca e struttura della tesi	2
2	Comportamento e progetto di opere di sostegno flessibili in condizioni sismiche	6
2.1	Premessa	6
2.2	Comportamento di opere di sostegno flessibili in condizioni sismiche	9
2.2.1	Modellazione fisica	9
2.2.2	Modellazione numerica	11
2.2.3	Accumulo degli spostamenti: teoria del blocco rigido	14
2.3	Spinte sulle opere di sostegno	20
2.4	Analisi pseudostatiche	26
2.5	Analisi dinamiche semplificate	29
2.5.1	Determinazione dell'accelerazione critica a_c	29
2.5.2	Limiti e applicabilità dei metodi dinamici semplificati	32
2.6	Normative tecniche	33
3	Modellazione fisica in centrifuga	36
3.1	Premessa	36
3.2	Principi di modellazione in centrifuga	38
3.2.1	Leggi di scala	38
3.2.2	Errori sperimentali	40
3.3	Condizioni al contorno	43
3.3.1	Contenitori dinamici	43
3.3.2	Sollecitazioni dinamiche	46
3.4	Programma sperimentale	47
3.5	Apparecchiatura sperimentale	49
3.5.1	Centrifuga di Cambridge	49
3.5.2	Attuatore dinamico SAM	49
3.5.3	Contenitori ESB	51

3.6	Materiali	53
3.6.1	Sabbia	53
3.6.2	Alluminio	54
3.7	Strumentazione e sistema di acquisizione dei dati	55
3.7.1	Accelerometri piezoelettrici	55
3.7.2	Accelerometri MEMS	56
3.7.3	Celle di carico	57
3.7.4	Trasduttori di spostamento (LVDT)	57
3.7.5	Trasduttori di momento flettente	58
3.7.6	Sistema di acquisizione dati	60
3.8	Procedura sperimentale	61
3.8.1	Preparazione del modello	61
3.8.2	Esecuzione della prova	63
3.9	Descrizione dei modelli	63
4	Elaborazione e interpretazione dei dati sperimentali	76
4.1	Premessa	76
4.2	Elaborazione dei segnali	76
4.2.1	LVDT: spostamenti delle paratie	76
4.2.2	MEMS: rotazioni delle paratie	81
4.3	Spostamenti della superficie e addensamento dei modelli	84
4.4	Proprietà dinamiche della sabbia	85
4.4.1	Velocità di propagazione delle onde di taglio	86
4.4.2	Cicli $\tau - \gamma$	88
4.4.3	Fattore di amplificazione	92
4.4.4	Curve $G - \gamma$ e $D - \gamma$	97
4.5	Amplificazione delle accelerazioni	99
4.5.1	Amplificazione delle accelerazioni in superficie	100
4.5.2	Variabilità spaziale delle accelerazioni	105
4.5.3	Sfasamento delle accelerazioni	106
4.6	Prove su paratie vincolate	108
4.6.1	Prova PW2	108
4.6.2	Prova PW1	115
4.7	Prove su paratie a sbalzo	121
4.7.1	Prova CW1	121
4.7.2	Prova CW2	129
4.8	Considerazioni generali	132

5	Modellazione numerica	139
5.1	Premessa	139
5.2	Codice di calcolo: FLAC	140
5.3	Modello costitutivo per la sabbia	145
5.3.1	Modello con superficie di stato limite (<i>Bounding Surface</i>)	146
5.3.2	Taratura del modello costitutivo	153
5.3.3	Validazione del modello costitutivo: colonna monodimensionale	159
5.4	Geometria dei modelli	166
5.4.1	Geometria del problema	166
5.4.2	Elementi strutturali e interfacce	169
5.4.3	Condizioni iniziali: fase statica	169
5.4.4	Condizioni al contorno per la fase dinamica	170
5.5	Analisi e interpretazione dei risultati	172
5.5.1	Prova CW1 su paratie a sbalzo	172
5.5.2	Prova CW2 su paratie a sbalzo	187
5.5.3	Prova PW2 su paratie vincolate	189
5.6	Modello pseudostatico di paratia a sbalzo	205
6	Conclusioni	210
	Bibliografia	214

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

1.1 Inquadramento generale della ricerca

Negli ultimi anni, la ridefinizione del sistema dei trasporti e la necessità di sfruttare lo spazio sotterraneo hanno portato alla realizzazione di un numero sempre crescente di scavi profondi in ambiente urbano per la realizzazione di sottopassi stradali, parcheggi sotterranei e stazioni metropolitane; questi sono spesso sostenuti da paratie di cemento armato gettato in opera, con uno o più livelli di ancoraggio. Le opere di sostegno flessibili, come le paratie a sbalzo o con un livello di ancoraggio, sono molto utilizzate, inoltre, per la realizzazione di banchine per le strutture portuali e fluviali.

Il monitoraggio di opere esistenti (Iai e Kameoka, 1993) e alcuni studi sperimentali (Zeng e Steedman, 1993; Zeng, 1998; Dewoolkar *et al.*, 2001) hanno mostrato l'estrema vulnerabilità delle opere di sostegno nei riguardi di terremoti di moderata o elevata intensità, durante i quali si sono osservati sia la rottura degli elementi strutturali (paratie e ancoraggi) sia l'accumulo di spostamenti permanenti elevati da parte delle opere. La necessità di limitare i danni associati a tali spostamenti, quindi, rende di cruciale importanza la comprensione del comportamento esibito dalle strutture di sostegno in condizioni dinamiche e lo sviluppo di metodologie di progetto adeguate.

Sebbene il monitoraggio di molte opere in vera grandezza, la disponibilità di codici di calcolo sempre più potenti e la formulazione di modelli costitutivi atti a descrivere il comportamento del terreno lungo percorsi tensionali e per stati deformativi tipici delle opere di scavo abbiano reso più affidabile la valutazione della sicurezza e la previsione del comportamento delle opere di sostegno flessibili in condizioni statiche, ancora oggi non sono disponibili metodi consolidati per il progetto o la verifica di tali opere in condizioni dinamiche. Infatti, nonostante siano stati fatti significativi progressi nell'analisi della risposta sismica di opere di sostegno a gravità, i principali meccanismi che intervengono nel comportamento di paratie sottoposte a sollecitazioni dinamiche, invece, sono ancora alquanto incerti, a causa della complessa natura dei fenomeni di interazione tra terreno e struttura che ne caratterizzano il comportamento.

Nella pratica progettuale, la verifica delle opere di sostegno in condizioni sismiche è effettuata utilizzando il metodo pseudostatico dell'equilibrio limite, applicando alle strutture

e al terreno forze prevalentemente orizzontali, con intensità definite dalle norme tecniche in proporzione alle masse, e imponendo che siano soddisfatte le stesse verifiche previste in campo statico. Sebbene queste procedure siano generalmente cautelative, in ragione dei coefficienti di sicurezza introdotti per tenere conto delle varie incertezze di cui i metodi sono affetti, esse non forniscono alcuna informazione sulle prestazioni dell'opera qualora siano raggiunte le condizioni di equilibrio limite nel sistema.

I metodi di progetto di tipo prestazionale forniscono un approccio più razionale, e quindi, in ultima analisi, più economico, al dimensionamento sismico delle opere geotecniche (Iai, 2001). L'idea di fondo è che, nel dimensionamento delle strutture, si debbano considerare più terremoti caratterizzati da diversi periodi di ritorno, e quindi da diverse probabilità di superamento nel corso della vita di riferimento dell'opera, per i quali siano richieste diverse prestazioni della struttura, in funzione dell'importanza dell'opera. Poichè, per le opere di sostegno, le prestazioni della struttura sono prevalentemente associate alle deformazioni indotte nell'intorno dell'opera, è evidente che l'applicabilità di questo metodo dipende in modo cruciale dalla capacità di prevedere gli spostamenti durante un dato terremoto. Ad oggi, tuttavia, non sono disponibili procedure analitiche per il calcolo degli spostamenti delle opere di sostegno flessibili in condizioni dinamiche e la modellazione numerica rappresenta, quindi, l'unico strumento in grado di fornire informazioni sul comportamento tensio-deformativo di queste opere.

Sebbene la modellazione numerica costituisca uno strumento formidabile per lo studio dei fenomeni di interazione dinamica tra terreno e struttura, esistono ancora numerose incertezze, tra le quali forse la più importante è la scelta di un modello costitutivo adeguato per la descrizione del comportamento del terreno sottoposto a sollecitazioni cicliche e dinamiche. Appare quindi evidente la necessità di disporre di dati attraverso cui verificare la bontà dei modelli costitutivi adottati e le capacità previsionali delle analisi numeriche complete. Poichè i dati relativi al monitoraggio di opere in vera grandezza sono pochi, lo studio del comportamento delle opere di sostegno flessibili in condizioni sismiche si basa soprattutto sui risultati forniti da prove di laboratorio su modelli fisici in scala ridotta, eseguite in centrifuga o su tavola vibrante (Steedman e Zeng, 1991; Dewoolkar *et al.*, 2001; Marketos e Madabhushi, 2004; Madabhushi e Zeng, 2007). Queste prove consentono di identificare i principali meccanismi che intervengono nell'evoluzione dei fenomeni osservati e, allo stesso tempo, forniscono una estesa base di dati sperimentali sulla quale tarare metodi semplificati di progetto e analisi numeriche avanzate, in situazioni ideali dove le proprietà del terreno, le condizioni al contorno e le sollecitazioni dinamiche sono chiaramente definite.

1.2 Oggetto della ricerca e struttura della tesi

Il presente lavoro ha come oggetto lo studio del comportamento di opere di sostegno flessibili in condizioni dinamiche.

Nell'ambito di questa attività sono state realizzate, presso lo Schofield Centre dell'Università di Cambridge, nove prove in centrifuga su modelli fisici in scala ridotta di coppie di paratie, sia a sbalzo sia con un livello di contrasto, in uno strato ideale di sabbia asciutta ricostituita a diversi valori della densità relativa, al fine di evidenziare i principali fattori che influiscono sul comportamento di queste strutture in condizioni sismiche. In particolare, sono state eseguite sei prove su coppie di paratie a sbalzo, ad una accelerazione centrifuga di $80g$, e tre prove su coppie di paratie con un livello di contrasto, ad una accelerazione centrifuga di $40g$.

L'obiettivo della sperimentazione fisica in centrifuga non è quello di simulare prototipi o terremoti reali, ma di studiare il comportamento dinamico generale di queste strutture e di produrre dati sperimentali per la validazione di analisi numeriche avanzate; sulla base di questa premessa, la sequenza delle fasi di costruzione non è stata riprodotta in modo realistico, ma la procedura adottata nella preparazione dei modelli e durante la realizzazione della prova è stata specificata al fine da poter essere inclusa nella successiva modellazione numerica delle prove.

In un secondo momento, sono state realizzate le simulazioni numeriche, in condizioni di deformazione piana, di alcune delle prove dinamiche eseguite in centrifuga. Le analisi numeriche sono state eseguite con un codice di calcolo alle differenze finite, adottando un modello costitutivo avanzato per la rappresentazione del comportamento meccanico della sabbia. Il principale obiettivo della simulazione numerica è verificare le capacità previsionali dei modelli numerici, con particolare riferimento alle equazioni costitutive scelte per il terreno e alle strategie adottate per la modellazione del fenomeno osservato. Inoltre, la possibilità di osservare l'evoluzione dello stato tensionale nel corso di un dato evento sismico fornisce uno strumento essenziale per l'interpretazione dei fenomeni osservati in centrifuga, sulla base del comportamento tensio-deformativo del terreno situato in prossimità dell'opera.

Struttura della tesi

La tesi, oltre all'introduzione e alle conclusioni, si compone di quattro capitoli.

Il primo capitolo è dedicato al comportamento delle opere di sostegno flessibili in condizioni sismiche e ai principali metodi di progetto correntemente adottati. In una prima parte sono descritti gli aspetti fondamentali del comportamento dinamico di queste strutture, con particolare riferimento ai dati sperimentali relativi a prove in centrifuga realizzate su modelli in scala ridotta di paratie a sbalzo o con un livello di ancoraggio. Sono quindi mostrati i principali risultati, disponibili in letteratura, relativi ad alcune analisi numeriche complete, realizzate in condizioni di deformazione piana, in cui la sollecitazione dinamica è costituita da accelerogrammi reali applicati alla base del modello numerico. Infine, dopo aver brevemente riassunto alcune delle soluzioni teoriche disponibili per il calcolo pseudostatico delle spinte sulle opere di sostegno, sono analizzati i limiti e le

potenzialità dei metodi adottati correntemente per la verifica sismica di paratie a sbalzo o con un livello di vincolo.

Il secondo capitolo è dedicato alla modellazione fisica in centrifuga. In una prima parte sono descritti i principi e i principali aspetti della modellazione in centrifuga, con particolare riferimento alle differenze che sussistono con la modellazione fisica su tavola vibrante, eseguita a $1g$. Sono quindi derivate, a partire dalle equazioni differenziali che descrivono il fenomeno osservato, le leggi di scala che garantiscono la corrispondenza tra modello e prototipo, e sono discussi alcuni degli aspetti tecnici che comportano disuniformità del campo gravitazionale all'interno dei modelli realizzati in centrifuga. Infine, sono trattati i problemi associati alla definizione delle condizioni al contorno nei modelli, in particolare la natura della sollecitazione dinamica da applicare e la necessità che i bordi dei contenitori dinamici riproducano il più fedelmente possibile le condizioni di campo libero caratteristiche dei prototipi reali. La seconda parte del capitolo, invece, è dedicata alle prove in centrifuga realizzate nell'ambito di questo lavoro. Sono descritte le caratteristiche della centrifuga geotecnica disponibile presso lo Schofield Centre; i materiali utilizzati sia per la modellazione degli elementi strutturali sia per il terreno; la strumentazione adottata per la misura di alcune grandezze fisiche durante la prova e le procedure di taratura dei trasduttori; le caratteristiche delle sollecitazioni dinamiche applicate alla base dei modelli. Infine, sono riassunte le principali caratteristiche geometriche e fisiche dei nove modelli realizzati.

Nel terzo capitolo sono mostrati i risultati ottenuti dall'elaborazione delle nove prove in centrifuga eseguite su modelli di coppie di paratie a sbalzo e vincolate. Poiché i dati relativi alle prove sono molti, si è ritenuto opportuno focalizzare l'attenzione solo su quegli aspetti, emersi dalla modellazione fisica, ritenuti di maggiore interesse. Nella prima parte del capitolo sono mostrati alcuni aspetti o fenomeni comuni a tutte le prove, quali ad esempio i fenomeni di amplificazione all'interno del banco di sabbia, mentre nell'ultima parte sono discusse più in dettaglio quattro delle prove realizzate; sono state scelte due prove per ogni tipologia di struttura modellata (paratie a sbalzo e vincolate), una realizzata su sabbia densa e una su sabbia sciolta, poiché lo stato di addensamento del terreno è uno degli aspetti che maggiormente influenzano il comportamento dell'opera in condizioni sismiche.

Nel quarto capitolo sono mostrati i principali risultati ottenuti dalla simulazione numerica di alcune delle prove eseguite in centrifuga sui modelli di coppie di paratie a sbalzo e vincolate. La prima parte del capitolo è dedicata alla presentazione delle equazioni costitutive e dei principali aspetti del modello costitutivo adottato per il terreno; sono mostrati, inoltre, la procedura adottata per la taratura delle costanti che lo definiscono e i risultati relativi ad una serie di analisi numeriche preliminari, eseguite in condizioni monodimensionali, volte a verificare le capacità previsionali del modello, con riferimento alle prove dinamiche realizzate in centrifuga. La seconda parte del capitolo, invece, è dedicata ai risultati delle analisi numeriche in condizioni di deformazione piana; il confronto tra i dati

sperimentali disponibili e le previsioni fornite dalle analisi numeriche è svolto in termini di accelerazioni all'interno del deposito di sabbia, spostamenti delle paratie e sollecitazioni negli elementi strutturali. Particolare rilievo, inoltre, è dato alla distribuzione dello stato tensionale in prossimità dello scavo, e alla sua evoluzione nel corso degli eventi sismici applicati ai modelli.

CAPITOLO 2

COMPORTAMENTO E PROGETTO DI OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI IN CONDIZIONI SISMICHE

2.1 Premessa

Le paratie sono opere di sostegno la cui stabilità è garantita dalla mobilitazione della resistenza passiva nel terreno al di sotto del fondo scavo e dalla eventuale presenza di uno o più vincoli, quali ad esempio puntoni e ancoraggi. La resistenza flessionale gioca un ruolo fondamentale nell'azione di sostegno, mentre il peso proprio della struttura influenza in maniera trascurabile la stabilità dell'opera. Le paratie, diversamente da altre strutture di sostegno, vengono di norma realizzate prima dell'esecuzione dello scavo e interessano perciò sempre il terreno in sito, per spessori anche considerevoli. Di conseguenza, è quasi sempre necessario portare in conto la presenza di stratificazioni e, più in generale, l'eterogeneità in direzione verticale dei terreni interessati. Di norma, in questo tipo di opere non vengono realizzati interventi di drenaggio e il dimensionamento viene eseguito portando in conto esplicitamente le pressioni interstiziali e il loro effetto sulle azioni e sulle resistenze dei terreni.

Le osservazioni del comportamento di questo tipo di strutture in occasione di eventi sismici sono contrastanti. Si è osservata una vulnerabilità elevata di palancole a sostegno di banchine portuali (Iai e Kameoka, 1993), dove i danni indotti sembrano essere stati causati essenzialmente da fenomeni di liquefazione nei terreni interagenti con le paratie. Analoghe osservazioni sono state fatte da Zeng e Steedman (1993) e Madabhushi e Zeng (2007), sulla base di prove in centrifuga su modelli fisici in scala ridotta, per i quali l'eccessivo accumulo di spostamenti da parte delle paratie sembra associato alla perdita di resistenza e di rigidità del terreno, conseguente alle deformazioni cicliche e allo sviluppo di sovrappressioni neutre indotte dall'evento sismico. D'altro canto, in occasione di terremoti anche importanti, una gran quantità di paratie ancorate, spesso in cemento armato, sembra aver resistito senza danni significativi ad azioni sismiche caratterizzate da accelerazioni massime molto maggiori di quelle per le quali tali opere erano state progettate (Anastasopoulos *et al.*, 2004).

Nel passato, gran parte dell'attività di ricerca, sia sperimentale sia teorica, si è con-

centrata sulle opere di sostegno a gravità, le quali trasferiscono la spinta del terrapieno al terreno di fondazione grazie al proprio peso. Allo stato attuale, la progettazione delle strutture di sostegno a gravità è tipicamente basata sull'impiego di metodi pseudostatici (dell'equilibrio limite), nei quali gli effetti del terremoto sono descritti attraverso la teoria di Mononobe-Okabe, o su procedure semplificate per la valutazione degli spostamenti permanenti indotti dal terremoto, derivate dal metodo di Newmark (Richards e Elms, 1979; Whitman e Liao, 1985). Queste ultime forniscono una valutazione più appropriata del comportamento dinamico dell'opera rispetto ai metodi pseudostatici, dal momento che consentono di tenere conto di tutti gli aspetti essenziali dell'azione sismica (ampiezza, durata e contenuto in frequenza). L'esperienza acquisita nel corso degli anni ha mostrato che i metodi tradizionali precedentemente menzionati, a dispetto delle drastiche approssimazioni introdotte nella valutazione della risposta sismica, forniscono una valutazione ragionevolmente soddisfacente degli effetti delle azioni sismiche sulle opere di sostegno a gravità, almeno per altezze non particolarmente elevate e quando al terreno a tergo del muro siano consentite deformazioni tali da raggiungere le condizioni di equilibrio limite attivo (Whitman 1990).

Il comportamento delle paratie differisce sostanzialmente da quello delle opere a gravità, per alcuni motivi, elencati di seguito, che rendono meno immediata l'applicazione dei metodi pseudostatici:

- Diversamente dalle opere di sostegno a gravità, l'equilibrio delle paratie è assicurato, in tutto o in parte, dalla resistenza passiva del terreno situato al di sotto del fondo scavo. Le evidenze sperimentali della validità della teoria di Mononobe-Okabe per la determinazione della spinta passiva sono meno numerose di quelle relative alla spinta attiva. Alcuni risultati sperimentali, ottenuti da Richards e Elms (1992) in prove su modelli fisici in scala ridotta, sembrano effettivamente mostrare la validità del metodo di Mononobe-Okabe per la determinazione della resistenza passiva in condizioni sismiche. Va tuttavia notato che gli autori hanno ottenuto questi risultati adoperando pareti metalliche, caratterizzate da bassi valori dell'angolo di attrito tra terreno e parete, δ . Per valori di δ elevati, sembra ragionevole ipotizzare che la teoria di Mononobe-Okabe, considerando cunei di spinta passiva delimitati da superfici piane, sovrastimi significativamente la resistenza passiva, analogamente alla teoria di Coulomb per il caso statico. Soluzioni pseudostatiche più complesse sono quindi necessarie per il calcolo della resistenza passiva agente nel terreno in condizioni dinamiche.
- La teoria di Mononobe-Okabe è un'estensione della teoria di Coulomb per il calcolo delle spinte: ne mantiene perciò le principali ipotesi, compresa quella di omogeneità del terreno. Tuttavia le paratie, per effetto della propria lunghezza e per l'impossibilità di modificare le proprietà del terreno attraversato, interessano molto spesso terreni stratificati, per i quali a rigore la teoria di Mononobe-Okabe non è applli-

cabile. Inoltre, per terreni stratificati è incerta anche l'effettiva distribuzione degli incrementi di spinta attiva e dei decrementi di spinta passiva dovuti al sisma.

- Mentre le opere di sostegno a gravità vengono realizzate solo dopo aver effettuato lo scavo, e consentono perciò la realizzazione di sistemi di drenaggio a tergo del muro, la realizzazione di drenaggi in prossimità di una paratia è di gran lunga meno frequente. Per le paratie, quindi, è particolarmente importante l'effetto delle pressioni interstiziali sulle spinte e sulle resistenze, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Tuttavia, la valutazione dell'effetto delle pressioni interstiziali sul comportamento dinamico di un'opera di sostegno è un'operazione estremamente complessa, per la quale non sembrano essere disponibili strumenti di analisi affidabili. Matsuzawa et al. (1984), Steedman (1998) e Kramer (1996) propongono, secondo formulazioni leggermente diverse, un metodo basato su considerazioni qualitative, di significato fisico poco chiaro, e sicuramente non adatto per i pur frequenti casi di sottosuolo stratificato e distribuzione iniziale (stazionaria) delle pressioni interstiziali non idrostatica. Inoltre, nel caso di terreno saturo, una procedura per la valutazione dell'effetto delle pressioni interstiziali deve consentire di portare in conto le eventuali variazioni di pressione indotte dall'evento sismico.

Inoltre, ad oggi, non sono disponibili studi teorici, o dati sperimentali o numerici, che dimostrino l'applicabilità dei metodi dinamici semplificati, o delle relazioni empiriche da essi derivate per le opere di sostegno a gravità, al calcolo degli spostamenti di paratie durante eventi sismici. Alcuni dei principali limiti associati all'applicazione del metodo di Newmark, per il progetto o la verifica del comportamento di paratie in condizioni dinamiche, sono riassunti da Callisto (2005).

Il presente capitolo è dedicato al comportamento delle opere di sostegno flessibili in condizioni sismiche. Sono riportati i principali risultati ottenuti a partire da modelli fisici e numerici di paratie a sbalzo o con un livello di ancoraggio, sul comportamento di queste strutture soggette ad eventi sismici di moderata o elevata intensità. Particolare attenzione è rivolta all'analisi dello stato di sollecitazione negli elementi strutturali e all'accumulo di spostamenti da parte delle paratie, conseguenti all'applicazione delle sollecitazioni dinamiche. Inoltre, dall'analisi della letteratura disponibile, si è cercato di verificare l'applicabilità e l'attendibilità dei vari metodi progettuali, pseudostatici o dinamici semplificati, comunemente adottati per il dimensionamento o la verifica del comportamento di paratie in condizioni sismiche. In generale, si è fatto riferimento al caso ideale di opere di sostegno realizzate in terreni asciutti e omogenei.

2.2 Comportamento di opere di sostegno flessibili in condizioni sismiche

Il comportamento delle opere di sostegno in presenza di azioni sismiche è generalmente complesso, in quanto l'interazione dinamica tra la struttura e il terreno dipende da molti fattori quali, ad esempio, la risposta del terreno alle azioni cicliche, la deformabilità degli elementi strutturali e le caratteristiche della sollecitazione dinamica (contenuto in frequenza, durata, intensità). Dal momento che i dati disponibili relativi al monitoraggio di prototipi reali sono pochi, lo studio del comportamento delle opere di sostegno in condizioni dinamiche si basa principalmente sull'osservazione del comportamento di modelli fisici in scala ridotta, sottoposti a sollecitazioni dinamiche in centrifuga o su tavola vibrante, o sui risultati di analisi numeriche.

2.2.1 Modellazione fisica

Zeng e Steedman (1993) riportano i risultati di due prove dinamiche in centrifuga, realizzate su due modelli ideali di paratia con un livello di ancoraggio, immersi in uno strato omogeneo di sabbia asciutta e con falda a piano campagna; le sollecitazioni dinamiche applicate ai modelli sono costituite da treni di onde pressochè sinusoidali di ampiezza crescente, imposte alla base dello strato di sabbia. In entrambi i modelli, si osserva un notevole incremento del momento flettente nella paratia e della forza assiale nel sistema di ancoraggio durante i due eventi dinamici a cui essi sono soggetti; al termine dei terremoti, sia le sollecitazioni residue negli elementi strutturali sia gli spostamenti permanenti accumulati dalla paratia sono significativamente maggiori dei rispettivi valori misurati al termine della fase precedente. Inoltre, i valori dei momenti flettenti e della forza assiale residui sono circa pari ai massimi valori registrati durante i terremoti. La Figura 2.1 mostra il confronto tra i valori massimi dei momenti flettenti (Fig. 2.1a) e delle forze assiali nell'ancoraggio (Fig. 2.1b), misurati per la prova in sabbia asciutta, e i corrispondenti valori previsti dal metodo dell'equilibrio limite di Mononobe-Okabe (Okabe, 1926; Mononobe e Matsuo, 1929): come si può osservare, i valori teorici calcolati sono in buon accordo con i dati sperimentali. Tuttavia, lo sviluppo di sovrappressioni neutre, prodotto nel modello con falda a piano campagna dall'evento sismico di intensità maggiore, e la conseguente drastica diminuzione dello stato tensionale efficace e delle resistenze disponibili nel terreno, determinano un drammatico incremento sia degli spostamenti accumulati dalla paratia sia delle massime sollecitazioni negli elementi strutturali, circa pari a 10 volte quelli misurati al termine della fase dinamica precedente, sia dei rispettivi valori residui. Come osservano Zeng e Steedman (1993), tale comportamento non può essere colto adottando un approccio di tipo pseudostatico per il calcolo delle sollecitazioni nella struttura.

Il notevole incremento delle sollecitazioni residue misurate negli elementi strutturali (paratia e ancoraggio) al termine degli eventi sismici, e il fatto che tali valori siano prossimi

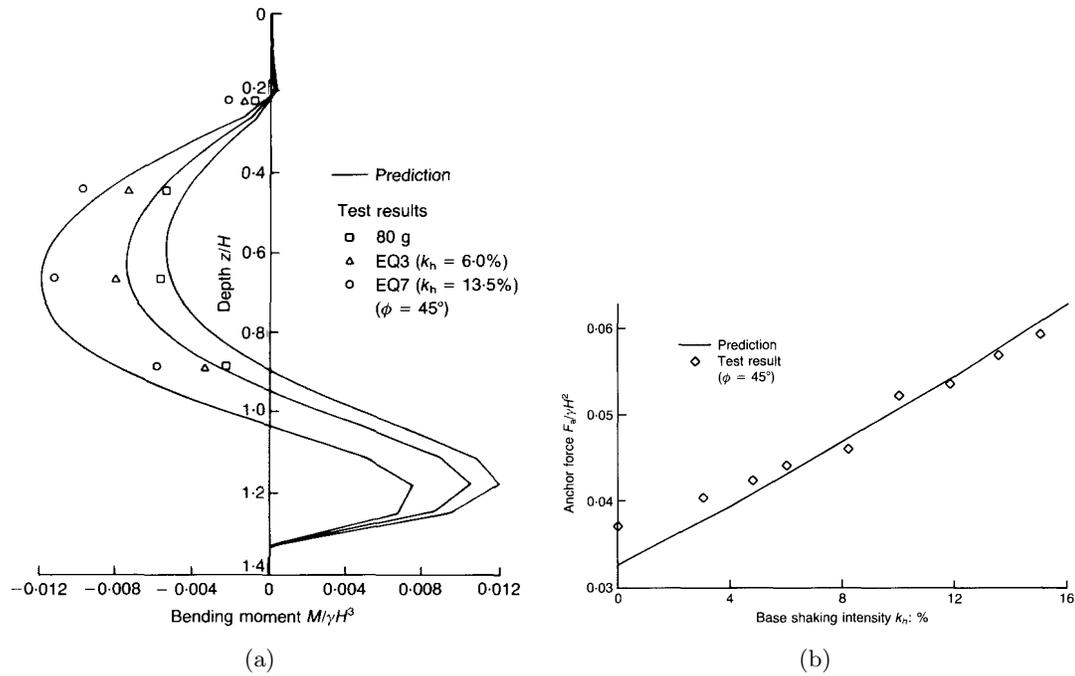


Figura 2.1: Prove dinamiche in centrifuga su un modello di paratia con un livello di ancoraggio: (a) distribuzione dei momenti flettenti; (b) forza nel sistema di ancoraggio (Zeng e Steedman, 1993)

(circa pari al 90 %) ai massimi valori registrati durante i transitori dinamici, sono osservati da diversi autori, sempre in riferimento a prove in centrifuga su modelli di paratie, a sbalzo o con un livello di vincolo, immerse in uno strato omogeneo di sabbia, asciutta o in condizioni di totale saturazione (Zeng, 1990; Whitman e Ting, 1993; Madabhushi e Zeng, 2006; Watabe *et al.*, 2006; Madabhushi e Zeng, 2007). Lo stesso fenomeno, inoltre, è osservato anche in prove su modelli fisici in scala ridotta di muri di sostegno a mensola (Ortiz *et al.*, 1983; Dewoolkar *et al.*, 2001). Secondo Whitman (1990) e Zeng (1990), questo incremento delle sollecitazioni residue al termine dei terremoti è associato alla tendenza della sabbia ad addensarsi, con conseguente incremento della tensione principale minima, se sottoposta a vibrazioni.

In analogia a quanto avviene durante il costipamento di un terrapieno, durante il transitorio dinamico si ha un addensamento della sabbia a causa delle deformazioni cicliche indotte, cui sono associati sia un miglioramento delle caratteristiche di rigidità e di resistenza del terreno, sia un incremento della tensione orizzontale nel terreno a tergo della paratia (Zeng, 1990). Al termine del terremoto, così come al termine della fase di costipamento, le tensioni orizzontali restano “incastrate” nel terreno a tergo della paratia e la spinta esercitata sull’opera è maggiore di quella relativa alla condizione statica iniziale. Solo quando la massima tensione orizzontale indotta dagli eventi dinamici precedenti è nuovamente superata durante il terremoto corrente, si hanno nuove deformazioni plastiche nel terreno e nuovi incrementi della spinta dinamica esercitata sulla paratia. Il fenomeno descritto sembra giustificare anche quanto osservato in alcune prove realizzate in centrifuga

su modelli di paratia a sbalzo in sabbia asciutta (Zeng, 1990): dopo un terremoto di elevata intensità, l'applicazione di sollecitazioni dinamiche di ampiezza minore determina solo oscillazioni elastiche del momento flettente nella paratia, cui non sono associati né un incremento delle sollecitazioni residue né un accumulo di spostamenti da parte dell'opera.

Per quanto riguarda le accelerazioni all'interno dello strato di sabbia, il comportamento osservato differisce in modo sostanziale per i modelli realizzati in sabbia asciutta o quelli realizzati in condizioni di totale saturazione. Nei modelli preparati in sabbia asciutta, Zeng (1990) misura amplificazioni massime all'interno dello strato di sabbia, espresse in termini del rapporto tra i valori massimi dell'accelerazione applicata alla base e di quella misurata in punti diversi del modello, circa pari a $1.25 \div 1.4$; non sembrano esserci, inoltre, significative differenze tra le accelerazioni misurate in prossimità della paratia e lontano dallo scavo (campo libero). Il massimo sfasamento tra le accelerazioni misurate in prossimità della superficie e della base dello strato di sabbia è pari a 30° e, quindi, l'intero volume di terreno è accelerato con buona approssimazione in fase. Zeng e Steedman (1993) osservano lo stesso comportamento nei modelli realizzati in sabbia satura, se l'intensità delle accelerazioni applicate alla base è modesta ($a \simeq 0.1$ g). Tuttavia, per sollecitazioni dinamiche di maggiore intensità, lo sviluppo di sovrappressioni neutre, generato nel fluido interstiziale dalle sollecitazioni cicliche indotte, può determinare una significativa riduzione dello stato tensionale efficace. La conseguente perdita di rigidità del terreno determina uno sfasamento di circa 180° tra le accelerazioni misurate alla base e in prossimità della superficie dello strato di sabbia, che, quindi, non è più accelerato in fase (Zeng, 1990; Dewoolkar *et al.*, 2001).

2.2.2 Modellazione numerica

Callisto e Soccodato (2007) e Callisto *et al.* (2008) hanno studiato il comportamento sismico di coppie di paratie a sbalzo o con un livello di vincolo, immerse in un terreno a grana grossa asciutto, mediante analisi numeriche effettuate con il metodo alle differenze finite (codice FLAC). In queste analisi, il comportamento meccanico del terreno è stato descritto mediante un modello costitutivo in tensioni efficaci non lineare isteretico, accoppiato a un criterio di plasticizzazione di Mohr-Coulomb con legge di flusso non associata (dilatanza nulla). La sollecitazione dinamica è costituita dalla storia temporale delle accelerazioni relativa a eventi sismici reali, applicata alla base del reticolo di calcolo.

Uno dei vantaggi associati alla modellazione numerica di problemi geotecnici, in particolare in condizioni dinamiche, è associato alla possibilità di studiare la variazione nel tempo dello stato tensionale all'interno di tutti gli elementi del dominio; questo consente di evidenziare alcuni aspetti del comportamento sismico delle opere di sostegno, che difficilmente possono essere indagati nell'ambito della modellazione fisica in scala ridotta. La Figura 2.2 mostra la distribuzione delle tensioni normali di contatto ottenuta per le paratie vincolate in testa e per i due terremoti reali di Tolmezzo (TM) e Assisi (AS) (Callisto *et al.*, 2008). La Figura 2.2a si riferisce a istanti temporali in corrispondenza dei quali la

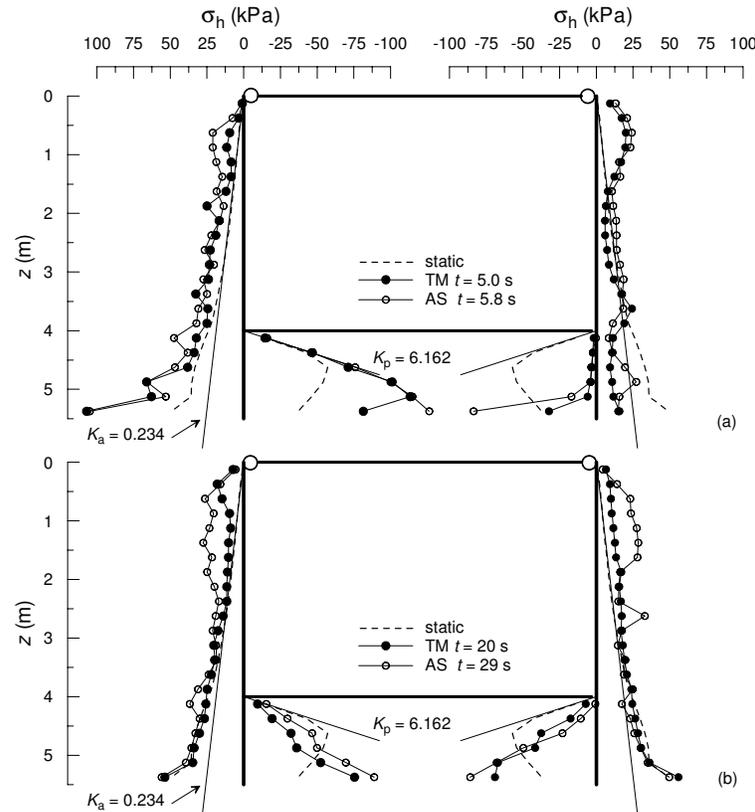


Figura 2.2: Distribuzione delle tensioni di contatto fra il terreno e una coppia di paratie vincolate in testa, calcolate mediante analisi numeriche dinamiche: (a) durante il terremoto; (b) al termine del terremoto (Callisto *et al.*, 2008)

paratia di sinistra sta subendo spostamenti permanenti. Rispetto alle condizioni statiche, nelle quali la resistenza passiva è mobilitata solo nella zona situata immediatamente al di sotto del fondo scavo, negli istanti selezionati la resistenza passiva a valle della paratia sinistra si mobilita interamente per compensare l'incremento delle tensioni di contatto a tergo della parete. Negli stessi istanti, le tensioni a valle della paratia destra sono invece molto basse. Questo fenomeno si verifica in maniera alternata tra le due paratie. In generale, quindi, durante il terremoto lo stato tensionale in prossimità delle paratie raggiunge ripetutamente condizioni di equilibrio limite, in intervalli temporali durante i quali le paratie accumulano spostamenti permanenti. La Figura 2.2b mostra, invece, le tensioni di contatto al termine dei due eventi sismici. Lo stato tensionale, sia a monte sia a valle, è più distante dalle condizioni limite rispetto alla fase iniziale statica. In particolare, a valle delle paratie la distribuzione delle tensioni di contatto subisce modifiche sostanziali: i valori massimi si verificano a profondità maggiori, anche se è mobilitata un'aliquota minore della resistenza disponibile. Questo risultato si può osservare anche dai diagrammi di Figura 2.3, che mostrano, per i diversi istanti temporali selezionati e per l'input sismico TM, le isolinee del rapporto τ/τ_{lim} fra le massime tensioni tangenziali e quelle corrispondenti al raggiungimento della resistenza. In particolare, per $t = 5$ s (Fig.

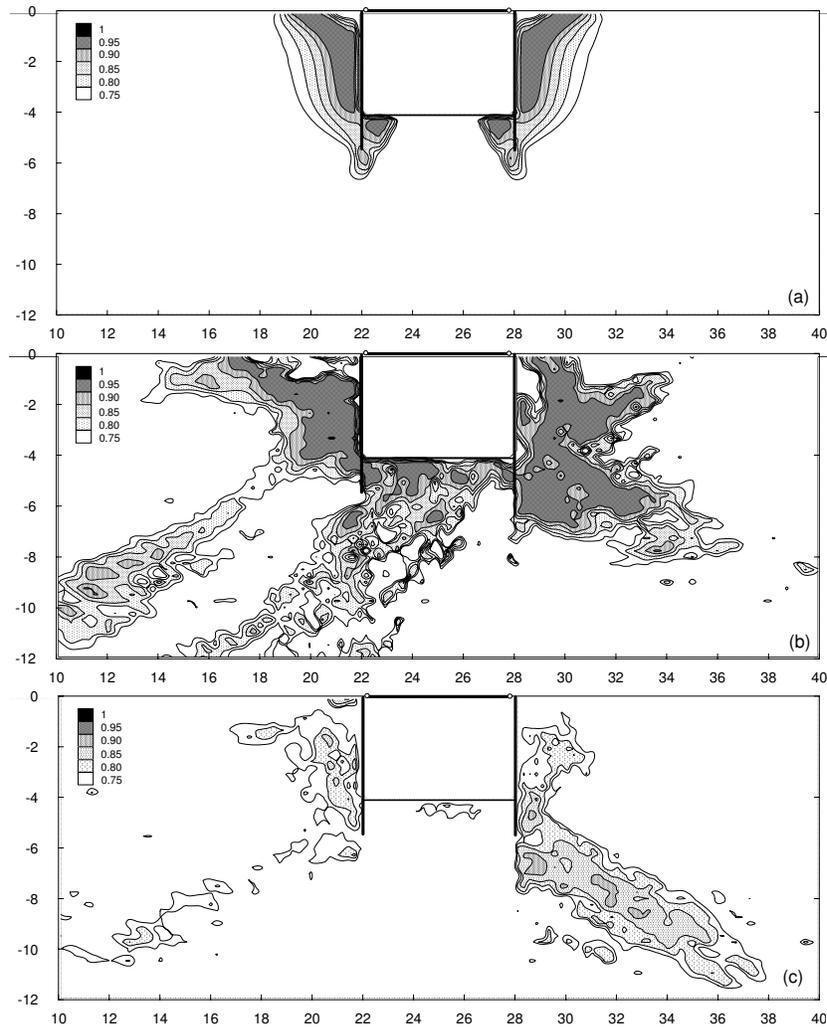


Figura 2.3: Isolinee del rapporto τ/τ_{lim} fra le massime tensioni tangenziali e quelle corrispondenti al raggiungimento della resistenza: (a) condizioni iniziali; (b) durante il sisma; (c) condizioni post-sismiche (Callisto *et al.*, 2008)

2.3b) gli elementi plasticizzati a tergo delle due paratie ($\tau/\tau_{lim} > 0.95$) definiscono due zone a forma di cuneo, mentre il terreno posto davanti alla paratia sinistra è prossimo alle condizioni di stato limite passivo, in accordo con il diagramma delle tensioni di contatto mostrato nella Figura 2.2a. Infine, il confronto fra le Figure 2.3a e 2.3c indica che, nel passaggio dalle condizioni statiche iniziali a quelle post-sismiche, le zone di concentrazione del rapporto τ/τ_{lim} diventano meno estese, e quindi il terreno passa a stati tensionali più distanti dalla resistenza disponibile.

Le variazioni delle tensioni di contatto, che si verificano durante l'evento sismico, producono incrementi delle sollecitazioni negli elementi strutturali. In particolare, i massimi momenti flettenti calcolati (Callisto e Soccodato, 2007; Callisto *et al.*, 2008) raggiungono valori anche superiori al 200% rispetto ai corrispondenti valori relativi alla fase statica iniziale. Inoltre, i momenti flettenti residui, calcolati nelle paratie al termine del terremoto

e associati alla nuova configurazione delle tensioni orizzontali negli elementi di terreno al contatto, corrispondono a circa l'80% dei valori massimi calcolati durante l'evento. Questi risultati sono in buon accordo, almeno qualitativamente, con le osservazioni fatte sui modelli fisici in scala ridotta.

Per quanto riguarda la propagazione delle accelerazioni all'interno dello strato di sabbia, Callisto e Soccodato (2007) e Callisto *et al.* (2008) osservano significative amplificazioni in prossimità della superficie del banco e in zone lontane dallo scavo, per le quali l'intensità di Arias degli accelerogrammi calcolati aumenta da 0.79 m/s (base) a circa 2.5 m/s (superficie). Tuttavia, le amplificazioni maggiori si hanno in prossimità delle due paratie, sempre vicino alla superficie, dove l'intensità di Arias è circa pari a 6 m/s. Analogamente, Callisto e Soccodato (2010) mostrano che le massime accelerazioni registrate nel terreno a contatto con le paratie durante gli eventi sismici possono raggiungere valori più grandi anche del doppio rispetto alle corrispondenti massime accelerazioni calcolate in analisi monodimensionali. Questi effetti non sono associati, secondo gli autori, alla rigidità del terreno o degli elementi strutturali, bensì alla natura bidimensionale della propagazione dell'onda all'interno del dominio.

2.2.3 Accumulo degli spostamenti: teoria del blocco rigido

In una serie di esperimenti su un modello in scala ridotta, Richards e Elms (1992) hanno riprodotto il raggiungimento della resistenza passiva di una parete immersa in un terreno a grana grossa (Fig. 2.4). Il modello, soggetto a impulsi dinamici ripetuti, ha mostrato che il processo di mobilitazione della resistenza passiva in condizioni dinamiche ha inizio con una fase di addensamento del terreno, seguita da un graduale sviluppo delle superfici di scorrimento. Una volta formata una superficie di scorrimento completa, si è osservata, insieme ai primi spostamenti permanenti, una riduzione significativa della resistenza disponibile. La Figura 2.4 mostra alcuni dei risultati ottenuti a superficie di scorrimento ormai formata: si osserva il raggiungimento di un'accelerazione critica, oltre la quale si sviluppa un'accelerazione relativa tra base e parete e si verifica un'accumulo di spostamenti. In corrispondenza del secondo picco di accelerazione alla base, si osserva il raggiungimento di un'accelerazione critica inferiore - probabilmente perché a causa dell'addensamento iniziale la sabbia comincia a mostrare un comportamento fragile - e un nuovo accumulo di spostamenti permanenti.

Il progressivo accumulo di spostamenti permanenti da parte di una paratia soggetta a sollecitazioni dinamiche è visibile anche nella Figura 2.5, che mostra i risultati di un esperimento condotto da Neelakantan *et al.* (1992) su un modello in scala ridotta di una paratia vincolata in testa e immersa in un terreno granulare. In particolare si osserva che, quando l'accelerazione alla base del modello raggiunge il valore critico di circa 0.5 g, si verifica un progressivo aumento degli spostamenti permanenti corrispondenti a una rotazione della paratia intorno alla testa.

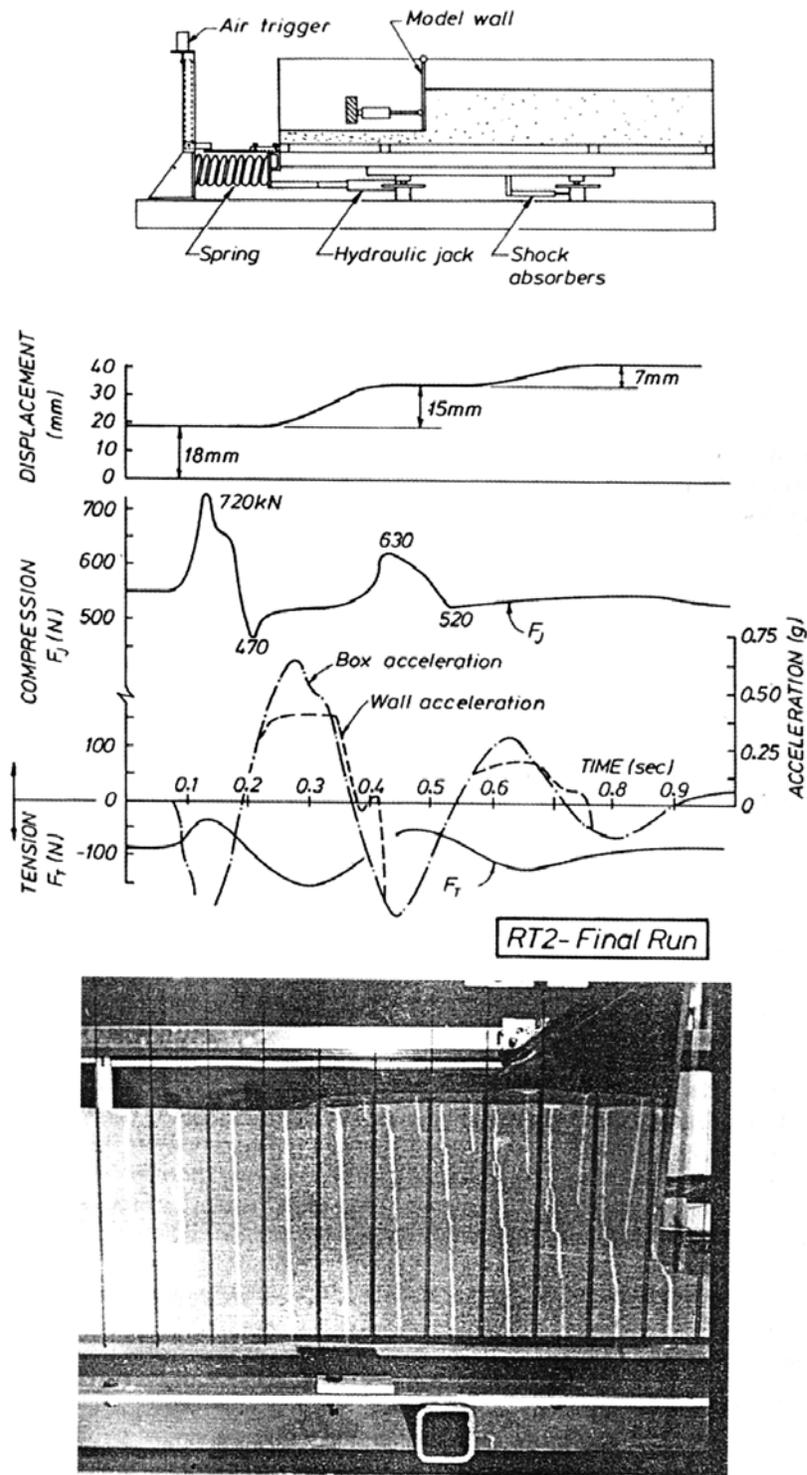


Figura 2.4: Risultati di prove dinamiche su un modello di paratia in scala ridotta (Richards e Elms, 1992)

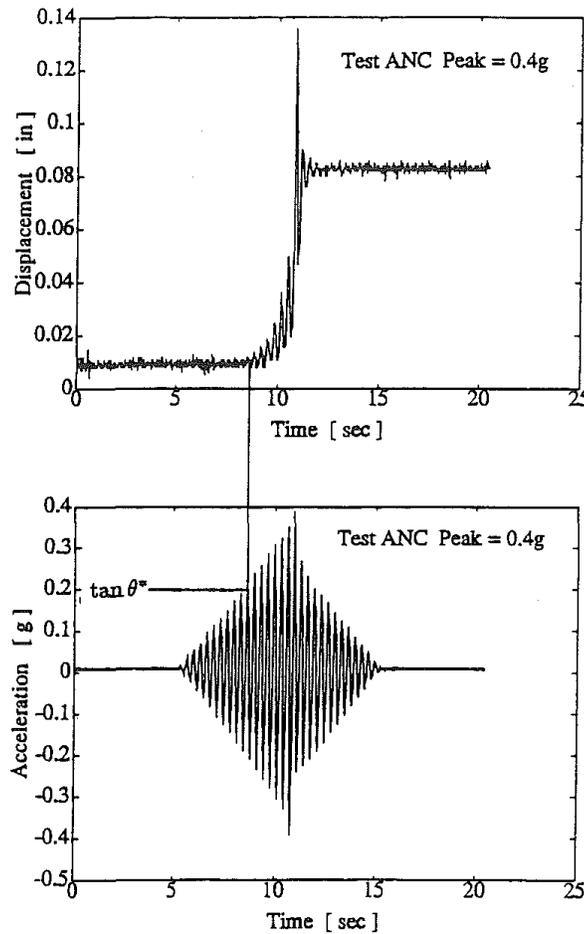


Figura 2.5: Risultati di un esperimento su una paratia in scala ridotta vincolata in testa e immersa in un terreno a grana grossa (Neelakantan *et al.*, 1992)

Questi risultati sembrano indicare che anche il comportamento dinamico di una paratia, per la quale gli eventuali vincoli strutturali consentano una rotazione, può essere interpretato assumendo che, al raggiungimento di un'accelerazione critica corrispondente alla completa mobilitazione della resistenza disponibile, si verifichi un moto relativo di tipo rotazionale tra la paratia e il terreno circostante, con un conseguente accumulo di spostamenti permanenti (Elms e Richards, 1990; Callisto e Aversa, 2008). Tale comportamento, analogo a quello di un muro di sostegno, può essere descritto, almeno qualitativamente, mediante la teoria del blocco rigido di Newmark (1965), successivamente estesa all'analisi sismica di opere di sostegno a gravità (Richards e Elms, 1979; Whitman, 1990; Zeng e Steedman, 2000).

Si consideri l'equilibrio dinamico di un blocco rigido di massa m (Fig. 2.6a) soggetto all'accelerazione $a(t)$ mostrata nella Figura 2.6b e alla spinta dinamica del terreno $S(a)$ (Callisto e Soccodato, 2010). La resistenza disponibile alla base del blocco, T_{lim} , è

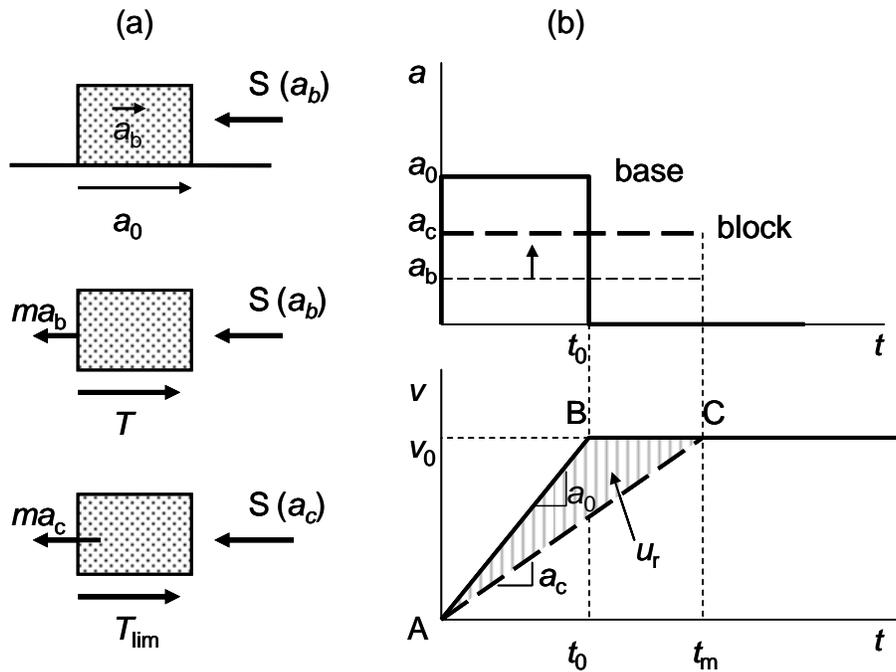


Figura 2.6: Analisi del comportamento di un blocco rigido soggetto a un'azione dinamica impulsiva (Callisto e Soccodato, 2010)

interamente mobilitata quando l'accelerazione alla base raggiunge il valore critico a_c :

$$T_{lim} = ma_c + S(a_c) \quad (2.1)$$

Se la resistenza T_{lim} è costante, allora l'accelerazione del blocco non può assumere valori maggiori di a_c . L'accelerazione alla base del blocco in eccesso rispetto ad a_c determina uno scivolamento del blocco rispetto alla base e, quindi, uno spostamento permanente u_r . È importante osservare che, negli istanti di tempo in cui a è maggiore di a_c , sia la forza di inerzia sia la spinta dinamica del terreno mantengono il valore attinto per $a = a_c$, e quindi le sollecitazioni nel blocco sono costanti: in accordo con questo schema, la massime sollecitazioni nel blocco sono proporzionali all'accelerazione critica, ossia alla resistenza disponibile T_{lim} .

Questo semplice schema può essere esteso all'analisi di opere di sostegno flessibili, a sbalzo o vincolate. In questo caso, l'accelerazione critica orizzontale, a_c , può essere calcolata attraverso metodi pseudostatici dell'equilibrio limite, cercando il valore del coefficiente sismico k_h in corrispondenza del quale la resistenza nel terreno a contatto con la paratia è completamente mobilitata. Gli spostamenti permanenti della paratia possono quindi essere ricavati da un'integrazione alla Newmark delle accelerazioni relative $a(t) - a_c$, dove $a(t)$ è la storia temporale delle accelerazioni relativa ad un dato evento sismico (Callisto e Soccodato, 2010).

Callisto e Soccodato (2010) hanno realizzato un ampio studio parametrico sul comportamento dinamico di paratie a sbalzo, realizzato con il codice di calcolo numerico alle

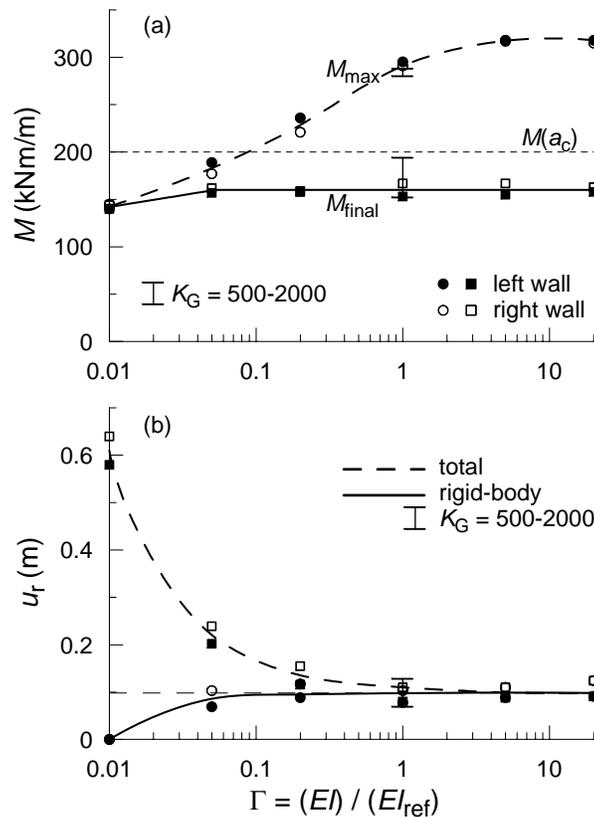


Figura 2.7: Variazione dei momenti flettenti (a) e degli spostamenti relativi delle paratie (b) in funzione del rapporto di rigidezza (Callisto e Soccodato, 2010)

differenze finite FLAC (2005). Il comportamento meccanico del terreno è stato descritto mediante un modello costitutivo in tensioni efficaci non lineare isteretico, accoppiato a un criterio di plasticizzazione di Mohr-Coulomb con legge di flusso non associata (dilatanza nulla).

La Figura 2.7 riporta alcuni dei risultati ottenuti dagli autori, relativamente al caso di una coppia di paratie di altezza $H = 8$ m e profondità di infissione $d = 4$ m, realizzate in un deposito di sabbia asciutta con angolo di attrito $\phi = 35^\circ$, alla base del quale è applicata la storia temporale delle accelerazioni del terremoto di Tolmezzo. La Figura 2.7a mostra i valori del momento flettente massimo (M_{max}) e del momento flettente calcolato al termine dell'evento sismico (M_{final}) in funzione del rapporto di rigidezza $\Gamma = EI/EI_{ref}$, dove $EI_{ref} = 2.7 \cdot 10^5$ kNm²/m. Inoltre, è riportato il massimo valore del momento flettente $M(a_c)$ calcolato con il metodo dell'equilibrio limite per $k_h = k_c$. La Figura 2.7b mostra, sempre in funzione del rapporto di rigidezza Γ , i valori dello spostamento permanente all'estremità superiore delle paratie, relativo all'estremità inferiore, calcolato al termine del terremoto (linea tratteggiata). Ciascuno spostamento è suddiviso in due componenti, una associata ad uno spostamento rigido della paratia (linea continua) e l'altra dovuta alla flessione della paratia, corrispondente alla differenza tra le due curve riportate. Come osservano Zeng e Steedman (1993), infatti, l'accumulo di spostamenti durante un evento

dinamico è associato a due diversi fenomeni. (i) l'incremento delle tensioni orizzontali nel terreno a contatto con la paratia, prodotto dalle deformazioni cicliche indotte dal terremoto, determina un aumento della spinta sulla parete: l'ampiezza degli spostamenti dipende, in questo caso, dalla rigidità flessionale della paratia e dall'intensità dell'evento sismico. (ii) se l'intensità del terremoto è sufficientemente grande, per cui l'equilibrio tra le forze agenti sulla parete non può essere soddisfatto, la paratia inizia a muoversi: l'entità di questi spostamenti può essere stimata con la teoria del blocco rigido di Newmark.

La Figura 2.7 mostra che, per paratie a sbalzo con rigidità flessionale $EI \geq EI_{\text{ref}}$, la paratia può essere considerata infinitamente rigida e gli spostamenti permanenti accumulati durante l'evento sismico sono esclusivamente associati a movimenti rigidi della struttura. In accordo con la teoria del blocco rigido di Newmark, interamente basata sull'equilibrio limite di un corpo rigido perfettamente plastico, gli spostamenti rigidi della paratia sono associati alla completa mobilitazione, durante il terremoto, della resistenza a taglio nel terreno. I massimi momenti flettenti calcolati aumentano con la rigidità EI della paratia, ma il massimo valore del rapporto $M_{\text{max}}/M(a_c)$ è circa pari a 1.6. La differenza tra i momenti flettenti calcolati numericamente e quelli ottenuti con il metodo dell'equilibrio limite è dovuta al fatto che la distribuzione delle tensioni orizzontali nel terreno al contatto con la parete è diversa dalla distribuzione triangolare semplificata assunta nel metodo di dell'equilibrio limite (*e.g.* Fig. 2.2).

Metodo del blocco rigido e osservazioni sperimentali

Come mostrato, lo schema teorico del blocco rigido prevede che, al raggiungimento di un'accelerazione critica corrispondente alla completa mobilitazione della resistenza disponibile, si verifichi un moto relativo di tipo rotazionale tra la paratia e il terreno circostante, con un conseguente accumulo di spostamenti permanenti. Inoltre, negli istanti di tempo in cui a è maggiore di a_c , le sollecitazioni nella parete sono costanti.

Questo modello non sembra corrispondere al fenomeno osservato nelle prove in centrifuga su modelli di paratie a sbalzo (Zeng, 1990) e con un livello di ancoraggio (Zeng e Steedman, 1993). Al termine dei terremoti applicati in successione negli esperimenti realizzati, infatti, si osserva sia un incremento delle sollecitazioni negli elementi strutturali, sia un accumulo di spostamenti da parte della paratia (purché l'intensità del terremoto corrente sia maggiore di quella registrata durante gli eventi precedenti). Inoltre, almeno nei modelli di paratie a sbalzo, gli spostamenti misurati durante gli eventi dinamici sembrano associati a rotazioni rigide della parete, piuttosto che a una deformazione di tipo flessionale della stessa (Madabhushi e Zeng, 2007). Sembra, quindi, che gli spostamenti rigidi della paratia avvengano già prima che l'accelerazione nel terreno raggiunga il valore critico, oltre il quale le spinte nel terreno, e di conseguenza le sollecitazioni nella paratia, non possono più aumentare.

A tale proposito, è utile citare i lavori eseguiti da Callisto e Soccodato (2007) e Psaropoulos e Paolucci (2007), che hanno provato ad applicare la teoria del blocco rigido di

Newmark al calcolo degli spostamenti subiti da paratie a sbalzo o con un livello di vincolo, soggette a terremoti reali. I risultati delle analisi semplificate sono stati confrontati con i valori previsti da analisi numeriche complete realizzate con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Itasca, 2005). Callisto e Soccodato (2007) mostrano che i valori del coefficiente critico k_c , necessari affinché gli spostamenti calcolati secondo il metodo di Newmark siano in accordo con quelli previsti dalle analisi numeriche, sono più bassi del valore calcolato adottando il metodo di Blum per le paratie a sbalzo (vedi Paragrafo 2.5.1). Ne deriva che, per questi valori di k_c , l'analisi pseudostatica prevede che la paratia non sia in condizioni di equilibrio limite, ossia che la resistenza disponibile nel terreno non sia interamente mobilitata. A conclusioni analoghe pervengono anche Psarropoulos e Paolucci (2007): gli autori mostrano che gli spostamenti previsti dall'analisi dinamica semplificata, adottando i valori di k_c calcolati secondo il metodo di Towhata e Islam (1987) (vedi Paragrafo 2.5.1), corrispondono a circa $0.7\% \div 3\%$ di quelli previsti dalle analisi numeriche. Nel metodo di Towhata e Islam (1987) si assume che la resistenza passiva sia interamente mobilitata a valle della paratia, lungo tutta la profondità di infissione, ossia si assume che il cinematismo della paratia corrisponda ad una traslazione. Poichè le analisi svolte da Psarropoulos e Paolucci (2007) sono riferite ad una paratia a sbalzo, per la quale il cinematismo osservato coincide principalmente in una rotazione intorno ad un punto posto al di sotto del fondo dello scavo (Madabhushi e Zeng, 2006; Madabhushi e Zeng, 2007), gli autori sostengono che le differenze riscontrate sono da ascrivere al fatto che il metodo di Towhata e Islam conduce ad una sovrastima della resistenza passiva disponibile se adottato al caso di paratie a sbalzo.

In conclusione, sebbene vi siano incertezze sulla validità del metodo adottato da Psarropoulos e Paolucci (2007) per il calcolo dell'accelerazione critica della paratia, entrambi i lavori descritti mostrano, in accordo con gli esperimenti eseguiti in centrifuga, che la paratia subisce spostamenti per valori dell'accelerazione più piccoli rispetto a quelli critici corrispondenti ad una completa mobilitazione della resistenza disponibile nel terreno, e calcolabili con buona approssimazione con i metodi pseudostatici dell'equilibrio limite.

2.3 Spinte sulle opere di sostegno

Al fine di calcolare le azioni dinamiche agenti sulle opere di sostegno, i metodi di progetto e verifica comunemente adottati nella pratica progettuale introducono varie ipotesi semplificative sulla natura del terreno, degli elementi strutturali e delle azioni sismiche.

Metodo di Mononobe-Okabe

Nelle analisi pseudostatiche, le azioni inerziali indotte dal sisma, variabili nel tempo e nello spazio, sono ricondotte a forze statiche equivalenti. Il metodo generalmente adottato per il calcolo delle spinte sulle opere di sostegno è il metodo di Mononobe-Okabe (Okabe, 1926; Mononobe e Matsuo, 1929), che costituisce un'estensione della teoria classica di

Coulomb (1776), valida in condizioni statiche, al caso di presenza di sisma. Il metodo si basa su tre ipotesi fondamentali: (i) gli spostamenti subiti dall'opera sono sufficienti a mobilitare le condizioni di stato limite attivo/passivo nel terreno a monte (*yielding wall*); (ii) il cuneo di terreno a monte dell'opera, che si trova in condizioni di collasso incipiente, è individuato da una superficie di scivolamento piana lungo la quale è interamente mobilitata la resistenza del terreno; (iii) il terreno è assimilabile ad un corpo rigido, all'interno del quale le accelerazioni sono uniformi. Quest'ultima ipotesi consente di rappresentare gli effetti del moto sismico mediante le forze inerziali (statiche) $k_h W$ e $k_v W$, dove W è il peso del cuneo di terreno, mentre $k_h g$ e $k_v g$ sono rispettivamente la componente orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica alla base del muro. Nel metodo si assume, inoltre, che il terreno sia omogeneo, incoerente e asciutto, e che il paramento interno del muro e la superficie limite del terreno siano superfici piane. Sotto tali ipotesi, in condizioni di stato limite attivo, la spinta attiva del terreno è pari a

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.2)$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno, k_v è il coefficiente sismico verticale, K_{AE} è il coefficiente di spinta attiva del terreno e H è l'altezza del muro. Il coefficiente di spinta attiva è definito dalla seguente relazione:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (2.3)$$

dove ϕ è l'angolo di attrito del terreno, β è l'inclinazione del paramento interno del muro rispetto alla verticale, δ è l'angolo di attrito tra terreno e muro, i è l'inclinazione della superficie limite del terreno e θ è l'inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo, definita dall'espressione $\tan(\theta) = k_h / (1 - k_v)$, dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale (Fig. 2.8). È da osservare che l'equazione (2.3) ammette soluzione solo per $\phi - \theta - i \geq 0$.

Analogamente, in condizioni di stato limite passivo, la spinta passiva del terreno è pari a

$$S_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.4)$$

dove K_{PE} è il coefficiente di spinta passiva del terreno, fornito dalla relazione

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \theta - \beta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (2.5)$$

Poichè, generalmente, la componente orizzontale dell'accelerazione indotta dal terremoto è considerevolmente maggiore della componente verticale, sembra ragionevole trascurare il

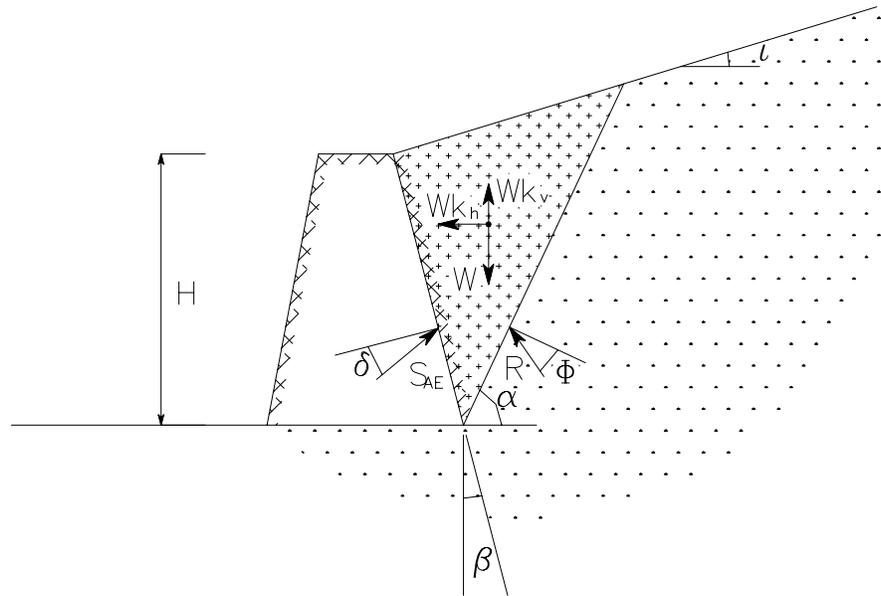


Figura 2.8: Metodo di Mononobe-Okabe: azioni sul cuneo di spinta attiva

termine k_v nel calcolo delle spinte dinamiche S_{AE} e S_{PE} (Seed e Whitman, 1970). Tuttavia, dato il carattere fortemente convenzionale di questo calcolo, k_h e k_v vanno necessariamente intesi come valori di normativa.

Sebbene concettualmente semplice, il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe fornisce una buona stima dell'entità delle azioni esercitate sulle opere di sostegno in condizioni sismiche (Kramer, 1996). Tuttavia, come nel metodo di Coulomb, anche nel metodo di Mononobe-Okabe la spinta viene ricavata imponendo l'equilibrio alla traslazione del cuneo di spinta lungo due direzioni indipendenti, ma trascurando l'equilibrio alla rotazione. Di conseguenza, tale metodo non consente di individuare il punto di applicazione della spinta.

In generale, la spinta attiva S_{AE} può essere suddivisa in una componente statica S_A , calcolata secondo la classica teoria di Coulomb e applicata a una distanza dal piede della paratia pari a $H/3$, e una componente dinamica ΔS_{AE} , ossia $S_{AE} = S_A + \Delta S_{AE}$. Seed e Whitman (1970) osservano che il punto di applicazione della spinta dinamica S_{AE} dipende sia dall'entità degli spostamenti subiti dall'opera sia dal particolare cinematismo attraverso il quale tali spostamenti sono generati; ai fini del dimensionamento dell'opera, gli autori raccomandano di considerare la componente dinamica della spinta, ΔS_{AE} , applicata a circa $0.6 H$ dalla base del muro.

Alcuni risultati di prove su tavola vibrante (Ishibashi e Fang, 1987) e di analisi di pareti di sostegno idealizzate con metodi semplificati (Richards *et al.*, 1999) hanno mostrato che il punto di applicazione della risultante delle spinte attive (comprendente le azioni statiche e sismiche) dipende dal tipo di spostamento associato alle condizioni limite considerate, ma è poco diverso dal punto di applicazione della risultante delle sole spinte statiche. In particolare, per pareti libere di subire spostamenti, si osserva che il valore

di S_{AE} è simile a quello ricavabile con il metodo di Mononobe-Okabe e non dipende dal cinematismo ipotizzato, mentre la sua posizione è funzione del cinematismo della parete: il punto di applicazione di S_{AE} si trova ad una distanza dal piede della parete circa pari, rispettivamente, a $H/3$ per pareti che ruotano intorno al piede, a $0.45 H$ per pareti che subiscono una traslazione orizzontale e a $0.5 H$ per pareti che ruotano intorno alla testa.

Per quanto riguarda il punto di applicazione della spinta passiva, osservazioni sperimentali su modelli fisici in scala ridotta (Richards e Elms, 1992) hanno mostrato che, per paratie con un livello di ancoraggio, la risultante della distribuzione delle spinte S_{PE} può considerarsi applicata a una distanza dal piede pari a circa il 20% della profondità di infissione della paratia. Inoltre, le soluzioni di Chang e Chen (1990) mostrano che il punto di applicazione della risultante delle spinte passive si trova a una distanza dalla base della parete variabile fra il 28% e il 40% dell'altezza, a seconda del cinematismo ipotizzato.

Come osservato nel Paragrafo 2.1, per terreni stratificati, generalmente interessati dalla realizzazione di opere di sostegno flessibili, è incerta l'effettiva distribuzione degli incrementi di spinta attiva e dei decrementi di spinta passiva dovuti al sisma. Tuttavia, alla luce dei risultati sperimentali e numerici ottenuti, non sembra irragionevole ricavare, per un mezzo stratificato, la distribuzione delle pressioni in condizioni di equilibrio limite attivo mediante le formule di Rankine, in cui però i coefficienti di spinta tengano conto dell'azione sismica, per esempio mediante la teoria di Mononobe-Okabe

In quanto estensione della teoria classica di Coulomb al caso dinamico, il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe è soggetto a tutte le limitazioni, sia delle analisi pseudostatiche, sia della teoria di Coulomb.

Come nel caso dell'analisi statica di Coulomb, il metodo di Mononobe-Okabe sovrastima i valori della spinta passiva in condizioni dinamiche, S_{PE} , soprattutto per valori dell'angolo di attrito tra parete e terreno $\delta > \phi/2$. Tale metodo non può, dunque, essere considerato cautelativo ai fini del dimensionamento o della verifica di opere di sostegno flessibili, per le quali la stabilità della parete è garantita dalla resistenza offerta dal terreno posto a valle dell'opera. Una soluzione analitica per il coefficiente di spinta passiva K_{PE} in presenza di azioni sismiche è stata ricavata da Lancellotta (2007), sulla base del teorema dell'estremo inferiore della teoria della plasticità: la soluzione è intrinsecamente cautelativa.

Come nel caso dell'analisi pseudostatica per la stabilità dei pendii, la scelta di un valore appropriato per il coefficiente sismico k_h risulta particolarmente difficile. Sebbene sia possibile determinare k_h sulla base di analisi di risposta sismica locale, o attraverso relazioni empiriche da esse derivate - come quelle proposte dall'Eurocodice 8 (EN 1998-5) o dalla Normativa Tecnica Italiana Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2008) - i valori ottenuti secondo questa procedura non tengono conto degli effetti di amplificazione associati all'interazione tra terreno e struttura (Callisto e Soccodato, 2010). Ad esempio, come mostrato nel Paragrafo 2.2.2, l'accelerazione massima nel terreno posto in adiacenza allo scavo può raggiungere valori anche maggiori di due volte quelli calcolati in condizioni

monodimensionali.

È necessario osservare, inoltre, che l'adozione di un coefficiente sismico (k_h) costante per il progetto di opere di sostegno flessibili, derivata dall'ipotesi che l'accelerazione nel terreno sia uniforme, appare questionabile (Callisto, 2005). Steedman e Zeng (1990) hanno proposto un metodo per valutare gli effetti della variabilità spaziale delle forze di inerzia sui valori della spinta S_{AE} , mantenendo l'ipotesi che il cuneo di terreno sia soggetto a un'onda armonica.

Infine, come osservano Steedman e Zeng (1993), il metodo di Mononobe-Okabe non è applicabile per terreni che subiscono una significativa riduzione di resistenza durante il terremoto (*e.g.* terreni liquefacibili).

Soluzione di Lancellotta (2007)

Si consideri un volume di terreno con superficie limite inclinata di un angolo i rispetto all'orizzontale, soggetto a una forza di volume verticale γ , dovuta alla gravità, e a una forza di volume orizzontale $k_h\gamma$, dovuta all'azione dinamica inerziale (k_h è positivo se diretto verso il terreno). Al fine di calcolare la spinta agente in condizioni di stato limite passivo su un muro verticale di scabrezza δ , si immagini di trasformare la geometria del problema mediante una rotazione rigida θ , definita da:

$$\theta = \tan^{-1} k_h \quad (2.6)$$

dove θ rappresenta l'obliquità della forza di volume in presenza dell'azione sismica. La spinta passiva agente sul muro può quindi essere determinata con riferimento ad uno schema ideale in cui il muro, inclinato di un angolo θ rispetto alla verticale, interagisce con il terreno caratterizzato da una superficie limite inclinata di un angolo $i^* = i - \theta$ rispetto all'orizzontale. La forza di volume risultante, quindi, è definita da un vettore agente nella direzione verticale e di intensità $\gamma^* = \gamma\sqrt{1 + k_h^2}$ (in presenza di un'accelerazione verticale si ha $\gamma^* = \gamma\sqrt{(1 \pm k_v)^2 + k_h^2}$). In analogia con la procedura adottata per il calcolo della spinta passiva agente in condizioni statiche (Lancellotta, 2002), possono essere considerate due regioni di terreno, una in prossimità del muro, in cui lo stato tensionale è influenzato dalla scabrezza del muro, e una lontana da esso, in cui lo stato tensionale coincide con quello di uno strato indefinito; le due regioni sono divise da un ventaglio di discontinuità statiche. Determinando lo sfasamento tra i cerchi di Mohr rappresentativi dello stato tensionale agente nelle due regioni in condizioni di stato limite passivo, è possibile ricavare un'espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta passiva K_{PE} :

$$K_{PE} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(i - \theta) - \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2(i - \theta)}} \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{2\beta \tan \phi} \quad (2.7)$$

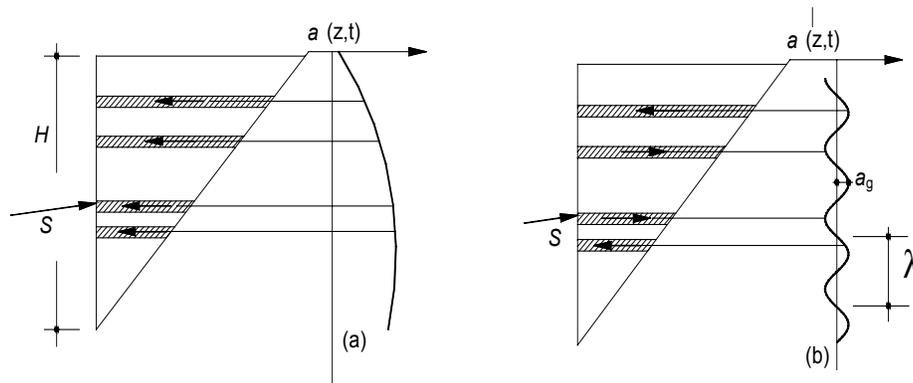


Figura 2.9: Cuneo di Mononobe-Okabe interagente con un'onda armonica caratterizzata da (a) lunghezza d'onda grande; (b) lunghezza d'onda piccola (Callisto, 2006)

dove

$$2\beta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi} \right) + \sin^{-1} \left[\frac{\sin(i - \theta)}{\sin \phi} \right] + \delta + (i - \theta) + 2\theta \quad (2.8)$$

Metodo di Steedman e Zeng

I fenomeni di amplificazione sismica indotti in un banco di terreno indefinito, sottoposto a sollecitazioni dinamiche, dipendono essenzialmente da due fattori: il contenuto in frequenza del terremoto e la frequenza naturale di vibrazione del banco, funzione delle caratteristiche di rigidezza del terreno - quindi dello stato di addensamento, dello stato tensionale efficace e del livello di deformazione indotto dal terremoto (Hardin e Drnevich, 1972) - e della profondità dello strato. Inoltre, la deformabilità del terreno determina uno sfasamento tra le accelerazioni alla base e quelle alla superficie del banco. Come mostrato da Steedman e Zeng (1990) entrambi questi fattori influiscono sulla spinta subita dalle opere di sostegno in condizioni sismiche.

La Figura 2.9a mostra un cuneo di terreno, in condizioni di stato limite attivo, che interagisce con un'onda di taglio armonica che si propaga in direzione verticale con frequenza f e velocità V_S , caratterizzata da una lunghezza d'onda $\lambda = V_S/f$ molto maggiore dell'altezza H del cuneo. In questo caso, la variazione dell'accelerazione lungo l'altezza del cuneo è piccola, le forze di inerzia (per unità di massa) sono con buona approssimazione costanti e il moto all'interno del cuneo è in fase.

Nella Figura 2.9b è rappresentato il caso in cui la lunghezza d'onda della sollecitazione è più piccola dell'altezza del cuneo. Tale condizione può verificarsi a causa di una maggiore deformabilità del terreno o di una frequenza più elevata per l'onda di taglio. In questo caso, ad un dato istante di tempo t , elementi diversi del cuneo di terreno sono soggetti ad azioni inerziali differenti e il loro moto non è in fase. Quindi, ad ogni istante di tempo t , l'ipotesi di invarianza spaziale delle accelerazioni non è più valida e la forza risultante delle azioni inerziali all'interno del cuneo determina un valore più piccolo della spinta attiva S_{AE} , rispetto a quello previsto dall'analisi di Mononobe-Okabe.

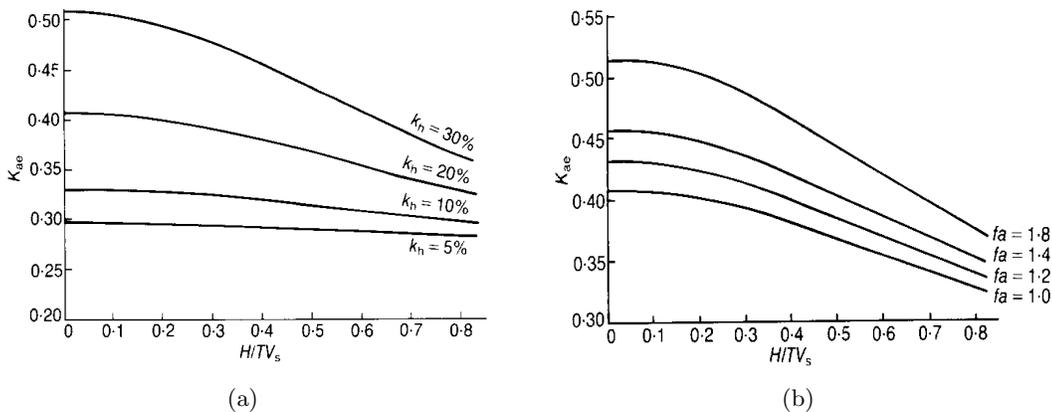


Figura 2.10: Risultati del metodo di Steedman e Zeng (1990). Coefficiente sismico di spinta attiva in funzione di H/λ per: (a) quattro diversi valori del coefficiente sismico k_h ($f_a = 1$); (b) quattro diversi valori del fattore di amplificazione f_a ($k_h = 0.2$)

Utilizzando un approccio pseudodinamico per la determinazione della spinta attiva sulle opere di sostegno in condizioni sismiche, S_{AE} , Steedman e Zeng (1990) mostrano che il coefficiente di spinta K_{AE} è funzione del gruppo adimensionale H/TV_s (H/λ), ossia del rapporto tra il tempo necessario affinché l'onda si propaghi per l'intera altezza H della paratia, H/V_s , e il periodo T della sollecitazione dinamica. La Figura 2.10a mostra i risultati forniti da Steedman e Zeng (1990) per valori del coefficiente sismico pseudostatico k_h compresi tra il 30% e il 5%. Per $H/TV_s = 0$ il valore di K_{AE} calcolato dagli autori coincide con il coefficiente di spinta calcolato con il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe. La Figura 2.10a mostra che la differenza tra il coefficiente di spinta calcolato secondo i due metodi diventa rilevante per paratie profonde, per bassi valori per il modulo di rigidità a taglio o per valori più elevati dell'accelerazione sismica.

Steedman e Zeng (1990) mostrano che anche i fenomeni di amplificazione delle accelerazioni all'interno del banco di terreno influiscono sul coefficiente di spinta dinamico. Nella Figura 2.10b sono mostrati i risultati ottenuti dagli autori introducendo l'ipotesi semplificativa che l'accelerazione vari linearmente tra la base e la superficie dello strato, ossia che risulti $k_h(z=0) = f_a k_h(z=H)$, dove il fattore di amplificazione f_a è una costante. L'effetto di un aumento del fattore di amplificazione è simile, qualitativamente, ad un incremento del coefficiente sismico k_h .

2.4 Analisi pseudostatiche

Come osservato nel Paragrafo 2.3, nelle analisi pseudostatiche si assume che il volume di terreno interessato dall'opera sia soggetto a un'accelerazione costante, nello spazio e nel tempo. L'ipotesi dell'invarianza spaziale dell'accelerazione nel volume di terreno interessato dall'opera può essere rimossa portando in conto, mediante procedure semplificate

(Steedman e Zeng, 1990), l'effetto delle dimensioni dell'opera e della deformabilità dei terreni attraversati.

Nei metodi di progetto basati sulle analisi pseudostatiche, l'opera di sostegno è dimensionata in modo da resistere ad un dato terremoto di progetto: si calcolano le azioni cui è soggetta la paratia per effetto del terremoto e si verifica che essa sia in grado di resistere tali azioni. I metodi pseudostatici, quindi, non forniscono informazioni sulle prestazioni della struttura quando sono raggiunte le condizioni di equilibrio limite nel sistema. Come osserva Iai (2001), se si progetta l'opera in modo che non raggiunga le condizioni di equilibrio limite anche per gli elevati valori dell'accelerazione che caratterizzano eventi sismici rari, i costi associati alla realizzazione dell'opera possono diventare troppo onerosi. Al contrario, se le azioni di progetto sono riferite a terremoti più frequenti, allora i metodi pseudostatici non sono in grado di prevedere il comportamento dell'opera durante eventi sismici più intensi rispetto a quelli di progetto. Tuttavia, in ragione della loro relativa semplicità, le analisi pseudostatiche sono ancora oggi ampiamente utilizzate nella pratica progettuale, nonostante i limiti evidenti ad esse associati.

Nel seguito sono brevemente illustrati i metodi pseudostatici dell'equilibrio limite adottati nel dimensionamento o nella verifica di paratie, a sbalzo e vincolate, soggette ad una data accelerazione orizzontale $a_h = k_h g$.

Paratie a sbalzo

Le condizioni di sicurezza di paratie a sbalzo in condizioni sismiche possono essere valutate attraverso il metodo dell'equilibrio limite di Blum (1931), ossia assumendo che il punto di controrotazione della paratia si trovi a una profondità $d_0 = 0.8d$ al di sotto del fondo scavo (Fig. 2.11a). La spinta attiva agente a monte della paratia in condizioni dinamiche, S_{AE} , è calcolata in accordo con la soluzione di Mononobe-Okabe, mentre il coefficiente di spinta passiva K_{PE} è calcolato secondo la relazione in forma chiusa ricavata da Lancellotta (2007). Le due spinte, S_{AE} e S_{PE} , sono applicate ad una distanza pari rispettivamente a $(h + d_0)/3$ e $d_0/3$ dal punto di controrotazione della paratia.

Dall'equilibrio dei momenti intorno al punto di controrotazione, si ottiene la seguente relazione tra la i coefficienti sismici di spinta e il rapporto d/h tra la profondità di infissione e l'altezza di ritenuta della paratia:

$$\frac{d}{h} = \frac{1.2}{\sqrt[3]{K_{PE}/K_{AE}} - 1} \quad (2.9)$$

Il massimo momento flettente agente sulla paratia è definito da

$$M_{\max} = \frac{1}{6}\gamma \left[K_{AE}(h + x)^3 - K_{PE}x^3 \right] \quad (2.10)$$

dove x è la profondità in corrispondenza della quale sia ha il valore nullo della sollecitazione

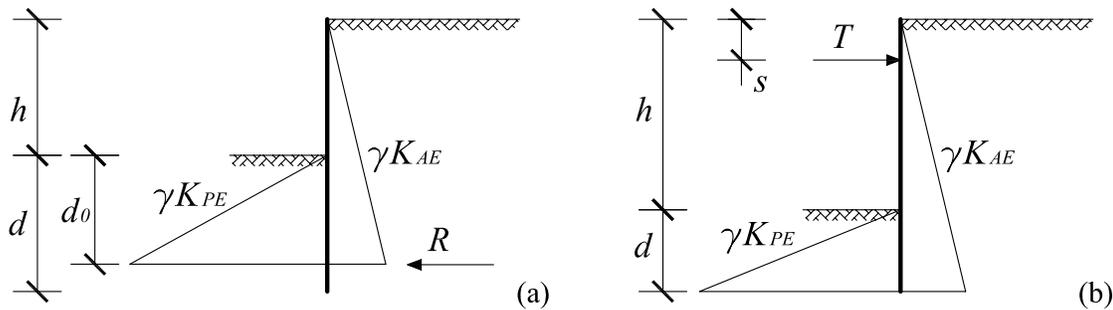


Figura 2.11: Metodo dell'equilibrio limite. Azioni agenti in condizioni sismiche su: (a) paratia a sbalzo; (b) paratia con un livello di vincolo

tagliante nella paratia, ossia:

$$\frac{x}{h} = \frac{1}{\sqrt{K_{PE}/K_{AE}} - 1} \quad (2.11)$$

Paratie con un livello di vincolo

Il progetto o la verifica di paratie con un livello di vincolo può essere effettuato attraverso l'estensione al caso dinamico del metodo dell'estremo libero. Una dettagliata descrizione del metodo è fornita da Ebeling e Morrison (1993); nel seguito è brevemente descritta la procedura adottata in assenza di falda.

Le azioni agenti sulla paratia sono il tiro nell'ancoraggio, T , la spinta passiva agente in condizioni dinamiche a valle della paratia (S_{PE}), calcolata secondo la relazione proposta da Lancellotta (2007), e la spinta attiva dinamica agente a monte (S_{AE}), calcolata in accordo con la soluzione di Mononobe-Okabe. Le due spinte, S_{AE} e S_{PE} , possono essere applicate ad una distanza pari rispettivamente a $(h + d)/3$ e $d/3$ dall'estremità inferiore della parete (Fig. 2.11b). Il valore della profondità di infissione della paratia, d , è calcolato imponendo l'equilibrio a rotazione intorno al punto di applicazione del sistema di ancoraggio, ossia:

$$\frac{1}{2}\gamma K_{PE}d^2\left(h + \frac{2}{3}d - s\right) = \frac{1}{2}\gamma K_{AE}h^2\left(\frac{2}{3}h - s\right) \quad (2.12)$$

dove s è la profondità del punto di applicazione del vincolo. Quindi, il valore della forza agente nel sistema di contrasto è ricavato dall'equilibrio a traslazione delle azioni agenti sulla paratia:

$$T = \frac{1}{2}\gamma K_{AE}(h + d)^2 - \frac{1}{2}\gamma K_{PE}d^2 \quad (2.13)$$

Note la profondità di infissione della paratia e la forza agente nel vincolo, è necessario progettare la paratia affinché gli elementi strutturali (paratia e ancoraggio/puntello) siano in grado di sostenere le sollecitazioni ad essi applicate. Infine, nei casi in cui il sistema di vincolo è costituito da un ancoraggio, è necessario verificare che questo non ricada all'interno del cuneo di terreno in condizioni di stato limite attivo.

2.5 Analisi dinamiche semplificate

Nei metodi pseudo-statici si assume che il terreno e la struttura siano interessati, per effetto del sisma, da accelerazioni aggiuntive uniformi all'interno del dominio e costanti nel tempo. Metodi di analisi più soddisfacenti dovrebbero consentire di studiare il comportamento dell'opera in corrispondenza di un evento sismico del quale sia nota la storia temporale, per esempio in termini di accelerazioni al *bedrock*. In particolare, i metodi dinamici semplificati consentono di calcolare gli spostamenti accumulati dall'opera durante un evento sismico, mediante doppia integrazione della storia temporale delle accelerazioni che eccedono un dato valore di soglia a_c , determinato rispetto al cinematismo ipotizzato per il muro o la paratia. La possibilità di prevedere tali spostamenti costituisce il fondamento dei metodi di progetto di tipo prestazionale (Iai e Ichii, 1998).

I metodi di analisi dinamica semplificata sono basati sulla teoria del blocco rigido di Newmark (1965), successivamente estesa all'analisi sismica di opere di sostegno a gravità (Richards e Elms, 1979; Whitman, 1990; Zeng e Steedman, 2000). Dati sperimentali ottenuti dalla realizzazione di prove dinamiche su modelli fisici in scala ridotta (Richards e Elms, 1992; Neelakantan *et al.*, 1992), e analisi numeriche avanzate (Callisto e Soccodato, 2010), hanno mostrato che il modello del blocco rigido può essere adottato, almeno qualitativamente, per interpretare il comportamento dinamico di opere di sostegno flessibili soggette a terremoti di elevata intensità. Come osservano Callisto e Soccodato (2010), infatti, sia gli spostamenti subiti dalla paratia al termine dell'evento sismico, sia le massime sollecitazioni indotte dal terremoto, dipendono dall'accelerazione critica a_c , che esprime concisamente la resistenza del sistema.

2.5.1 Determinazione dell'accelerazione critica a_c

Il valore dell'accelerazione critica a_c è determinato utilizzando un approccio pseudostatico, rispetto ad un dato cinematismo ipotizzato per la paratia. In letteratura sono proposti tre diversi metodi per il calcolo di a_c : il metodo di Towhata e Islam (1987) per le paratie con un livello di ancoraggio, che assume un cinematismo di pura traslazione per la paratia e il cuneo di terreno ad essa adiacente, in condizioni di stato limite attivo; il metodo dell'equilibrio limite adottato da Neelakantan *et al.* (1992) per paratie con un livello di ancoraggio, che presuppone un cinematismo di rotazione intorno al sistema di vincolo e che costituisce un'estensione del metodo dell'estremo libero al caso dinamico; il metodo dell'equilibrio limite di Blum (1931) per le paratie a sbalzo, nel quale il cinematismo adottato è costituito da una rotazione della paratia intorno ad un punto posto al di sotto del fondo dello scavo. I tre metodi sono brevemente descritti nel seguito.

Metodo di Towhata e Islam (1987)

Towhata e Islam (1987) hanno proposto un metodo per calcolare l'accelerazione critica di una paratia con un livello di ancoraggio (Fig. 2.12). Nel metodo si assume che l'insieme costituito dalla paratia e dal cuneo di spinta attiva si comporti come un blocco rigido, che possa scorrere lungo la superficie di delimitazione del cuneo dal terreno circostante. Lo scorrimento si verifica quando l'accelerazione applicata al cuneo supera un certo valore critico; tale valore, determinato mediante un'analisi pseudostatica, è quello in corrispondenza del quale la spinta passiva a valle della paratia è interamente mobilitata e il coefficiente di sicurezza a traslazione diventa unitario.

Esprimendo i coefficienti di spinta dinamica del terreno, K_{AE} e K_{PE} , e la resistenza ultima nel sistema di ancoraggio, T_E , in funzione dei rispettivi valori relativi alla condizione statica, K_A , K_P e T_S , ossia (Seed e Whitman, 1970)

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} = K_A + \frac{3}{4}k_h \quad (2.14)$$

$$K_{PE} = K_P + \Delta K_{PE} = K_P - \frac{17}{8}k_h \quad (2.15)$$

$$T_E = T_S \frac{K_{PE} - K_{AE}}{K_P - K_A} \quad (2.16)$$

e imponendo l'equilibrio in direzione verticale e orizzontale delle forze agenti sul cuneo (Fig. 2.12), si ottiene, in assenza di falda:

$$k_h = \frac{a \tan \alpha_{AE} + \tan(\phi - \alpha_{AE})}{1 + c \tan \alpha_{AE}} \quad (2.17)$$

dove

$$a = \frac{S_P + T_S}{W} \quad (2.18)$$

$$c = \frac{1}{W} \left(\frac{17}{8} \frac{S_P}{K_P} + \frac{23T_S}{8(K_P - K_A)} \right) \quad (2.19)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \quad (2.20)$$

$$(2.21)$$

dove ϕ è l'angolo di attrito del terreno, H è l'altezza della paratia e S_P è la spinta passiva agente in condizioni statiche a valle della paratia ($S_P = 1/2\gamma K_P d^2$). L'angolo di inclinazione della superficie di scivolamento, $\alpha_{AE, \text{crit}}$, può essere facilmente calcolato imponendo che sia nulla la derivata dell'equazione (2.17) rispetto a α_{AE} e, quindi, si determina il valore del coefficiente critico $k_c = a_c/g$.

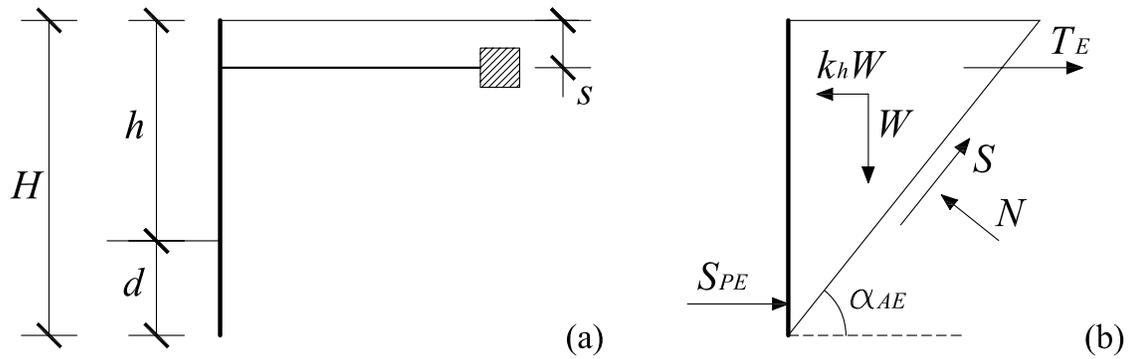


Figura 2.12: Metodo di Towhata e Islam (1987) per sabbia asciutta: (a) schema geometrico della paratia ancorata; (b) modello pseudostatico semplificato

Metodo dell'equilibrio limite per paratie vincolate

Neelakantan *et al.* (1992) hanno proposto un metodo per calcolare l'accelerazione critica di una paratia con un livello di ancoraggio, in riferimento ad un cinematismo di rotazione rispetto al sistema di vincolo. L'ipotesi che gli spostamenti della paratia abbiano luogo secondo questo cinematismo corrisponde, implicitamente, ad assumere che il sistema di ancoraggio sia sufficientemente stabile da non subire spostamenti durante l'evento sismico. Nel metodo proposto, non sono considerati gli effetti associati all'inerzia della paratia, schematizzata come un corpo rigido di massa trascurabile, e si assume che il terreno sia privo di coesione e che non vi sia falda. Inoltre, in accordo con l'analisi pseudostatica di Mononobe-Okabe, l'evento sismico è caratterizzato da una componente di accelerazione orizzontale $k_h g$ e da una componente di accelerazione verticale $k_v g$.

Le azioni agenti sulla paratia sono il tiro nell'ancoraggio, T_E , la spinta passiva agente in condizioni dinamiche a valle della paratia ($S_{PE} = S_P + \Delta S_{PE}$) e la spinta attiva dinamica agente a monte ($S_{AE} = S_A + \Delta S_{AE}$). Neelakantan *et al.* (1992) suggeriscono di applicare gli incrementi di spinta associati all'azione dinamica, ΔS_{PE} e ΔS_{AE} , rispettivamente ad una distanza pari a $d/3$ dall'estremità inferiore della paratia, e a metà altezza della paratia $H/2$. Il coefficiente di sicurezza della paratia rispetto ad un cinematismo di rotazione intorno al sistema di ancoraggio, FS , è fornito dal rapporto tra il momento stabilizzante M_S offerto dalla spinta passiva agente a valle della paratia e il momento instabilizzante M_R esercitato dalla spinta attiva a monte:

$$FS = \frac{M_S}{M_R} = \frac{S_{PE}(H - d/3 - s)}{\Delta S_{AE}(H/2 - s) + S_A(2/3H - s)} \quad (2.22)$$

dove d è la profondità di infissione della paratia. Il valore critico del coefficiente sismico, k_c , è quindi ricavato imponendo che il coefficiente di sicurezza sia pari a 1.

Neelakantan *et al.* (1992) osservano che, affinché il cinematismo della parete in condizioni dinamiche corrisponda effettivamente ad una rotazione intorno al sistema di vincolo, è necessario che, in corrispondenza del coefficiente critico calcolato secondo l'equazione

(2.22), il tiro nell'ancoraggio non abbia raggiunto la resistenza ultima disponibile, T_E . Considerando l'equilibrio in direzione orizzontale delle forze agenti sulla paratia, quindi, deve risultare:

$$T_E \geq S_{AE}(k_c) - S_{PE}(k_c) \quad (2.23)$$

Infine, è necessario che il sistema di ancoraggio sia posizionato al di fuori del cuneo di terreno in condizioni di stato limite attivo.

Metodo di Blum per le paratie a sbalzo

In analogia al metodo proposto da Neelakantan *et al.* (1992) per le paratie con un livello di vincolo, Callisto e Soccodato (2010) calcolano l'accelerazione critica per le paratie a sbalzo ipotizzando un cinematismo di rotazione rispetto a un punto posto a una profondità $d_0 = 0.8d$ al di sotto del fondo scavo. Gli autori utilizzano il metodo dell'equilibrio limite di Blum (1931), schematizzando la paratia come un corpo rigido di massa trascurabile e, quindi, senza considerare gli effetti associati all'inerzia della paratia. L'evento sismico, in accordo con l'analisi pseudostatica, è caratterizzato da una componente di accelerazione orizzontale $k_h g$, mentre si assume trascurabile la componente di accelerazione verticale $k_v g$. La spinta attiva agente a monte della paratia in condizioni dinamiche, S_{AE} , è calcolata in accordo con la soluzione di Mononobe-Okabe, mentre il coefficiente di spinta passiva K_{PE} è calcolato secondo la relazione in forma chiusa ricavata da Lancellotta (2007). Le due spinte, S_{AE} e S_{PE} , sono applicate ad una distanza pari rispettivamente a $(h + d_0)/3$ e $d_0/3$ dal punto di controrotazione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza della paratia rispetto al cinematismo di rotazione ipotizzato, FS , è fornito dal rapporto tra il momento stabilizzante offerto dalla spinta passiva agente a valle della paratia e il momento instabilizzante esercitato dalla spinta attiva a monte. In assenza di falda si ha:

$$FS = \frac{M_S}{M_R} = \frac{S_{PE}(d_0/3)}{S_{AE}(h + d_0)/3} \quad (2.24)$$

Il valore critico del coefficiente sismico, k_c , è quindi ricavato imponendo che il coefficiente di sicurezza sia pari a 1.

2.5.2 Limiti e applicabilità dei metodi dinamici semplificati

Callisto (2005) riassume alcuni dei limiti associati all'applicazione della teoria del blocco rigido di Newmark per la verifica o il dimensionamento delle paratie:

- le paratie sono strutture di sostegno flessibili: l'ipotesi di blocco rigido, nella quale si assume che il terreno e la parete si muovano in sincrono può non essere adeguata;
- le paratie presentano in genere più di un meccanismo possibile per il raggiungimento dello stato limite ultimo (Steedman e Zeng, 1990): in generale, esiste un diverso valore dell'accelerazione critica per ogni meccanismo considerato. Ad esempio, come

osservato da Neelakantan *et al.* (1992), per una paratia ancorata può essere raggiunta prima la resistenza passiva del terreno a valle e successivamente la resistenza dell'ancoraggio;

- il cinematismo dell'opera non è sempre lo stesso: dipende dalla presenza di vincoli (ancoraggi, puntoni) e può variare nel corso dell'evento sismico per il raggiungimento delle accelerazioni critiche associate a ciascun meccanismo di collasso. Il cinematismo di scorrimento lungo la superficie che delimita il cuneo di spinta attiva, ipotizzato da Towhata e Islam (1987), sembra poco realistico nella maggior parte dei casi applicativi;
- il valore dell'accelerazione critica è calcolato utilizzando il metodo pseudo-statico che, come si è descritto, è affetto a sua volta da significative incertezze: utilizzando il metodo del blocco rigido si supera solo il problema della scelta dell'accelerazione di progetto, ma l'affidabilità del risultato non può essere maggiore di quella propria dell'applicazione del metodo pseudo-statico alle paratie

2.6 Normative tecniche

Come osservato nel Paragrafo 2.3, nei metodi di analisi pseudo-statica si assume che il volume di terreno interessato dall'opera sia soggetto a un'accelerazione costante, nello spazio e nel tempo. L'Eurocodice 8 prescrive che, in assenza di studi specifici, il coefficiente sismico orizzontale k_h , da adottare nell'analisi pseudostatica di una struttura di sostegno, sia calcolato secondo la relazione:

$$k_h = \frac{a_g S}{g r} \quad (2.25)$$

dove a_g è l'accelerazione massima di riferimento relativa ai terreni di classe A (ad esempio l'accelerazione di picco su un affioramento roccioso), S è un coefficiente di amplificazione che comprende gli effetti dell'amplificazione stratigrafica e dell'amplificazione topografica e r è un fattore riduttivo delle azioni, funzione della capacità dell'opera di assorbire spostamenti senza subire danni. In altri termini, si può ritenere accettabile che, per brevi lassi temporali durante un evento sismico, l'accelerazione del terremoto sia maggiore del valore critico in corrispondenza del quale si raggiungono le condizioni limite per il sistema, purchè gli spostamenti indotti nell'opera siano accettabili e non inducano perdite di resistenza nel terreno o negli elementi strutturali; questo equivale ad affermare che il comportamento del sistema sia duttile (Callisto, 2006). Tuttavia, per le paratie, l'Eurocodice 8 prescrive $r = 1$, ossia si assume che il comportamento di queste opere sia fragile. Ovviamente, in questa prospettiva si esclude anche la possibilità di effettuare analisi dinamiche semplificate basate sulla teoria del blocco rigido di Newmark.

L'equazione (2.25) implica che il progetto di una paratia con il metodo pseudostatico sia effettuato applicando al terreno a monte e a valle della paratia un'accelerazione

orizzontale, costante nello spazio e nel tempo, pari all'accelerazione di picco $a_g S$ attesa al suolo. Le azioni valutate secondo questa procedura appaiono fortemente cautelative in quanto, durante un evento sismico, le accelerazioni di picco sono effettivamente applicate all'opera per tempi estremamente ridotti e, se il terreno è sufficientemente deformabile, mai contemporaneamente su tutta l'opera.

Come descritto nel Paragrafo 2.3, l'ipotesi di invarianza spaziale dell'accelerazione di picco nel volume di terreno interessato dall'opera può essere rimossa portando in conto, mediante procedure semplificate, l'effetto delle dimensioni dell'opera e della deformabilità dei terreni attraversati (Steedman e Zeng, 1990).

L'ipotesi di invarianza temporale dell'accelerazione di picco da introdurre in un'analisi pseudo-statica è invece legata all'ipotesi che il comportamento dell'opera sia fragile, e che perciò il raggiungimento, anche solo istantaneo, di condizioni di equilibrio limite conduca al collasso dell'opera. Come è noto, nella progettazione di un gran numero di strutture si fa in modo che il comportamento dell'opera sia invece caratterizzato da un elevato grado di duttilità, e la struttura sia perciò in grado di dissipare energia durante l'evento sismico. Per i sistemi geotecnici, l'ipotesi di duttilità è adoperata per esempio nel progetto dei muri di sostegno a gravità e nell'analisi del comportamento dei pendii, dove essa consente la valutazione degli spostamenti mediante il metodo del blocco rigido di Newmark, che invece, come osservato in precedenza, nel caso delle paratie sarebbe escluso implicitamente dalle prescrizioni dell'Eurocodice 8. Sembra perciò essenziale esaminare possibili cause di fragilità delle opere di sostegno flessibili, mettendo a punto regole di progettazione che assicurino il comportamento duttile anche di tali strutture. Allo stesso tempo, assumendo l'ipotesi che durante l'evento sismico la paratia sia in grado di subire spostamenti mantenendo intatta la propria resistenza, l'analisi pseudo-statica deve essere eseguita ipotizzando che il sistema sia soggetto a un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo, inferiore all'accelerazione di picco dell'evento sismico atteso (Anastasopoulos *et al.*, 2004).

Callisto (2006) fornisce alcuni esempi di possibili sorgenti di fragilità per l'opera: la rottura dei trefoli di acciaio di un ancoraggio, il raggiungimento del carico di punta in un elemento di contrasto e il raggiungimento della resistenza passiva in una sabbia molto addensata o in un terreno argilloso consistente.

Per tenere conto della variabilità spaziale e temporale delle accelerazioni attese nel volume di terreno significativo per l'opera, la nuova normativa tecnica italiana per le costruzioni (NTC, 2008) prescrive che, in assenza di studi specifici, il coefficiente sismico orizzontale sia calcolato secondo la relazione

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{S a_g}{g} \quad (2.26)$$

dove i coefficienti $\alpha \leq 1$ e $\beta \leq 1$ tengono conto, rispettivamente, della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità del sistema di subire spostamenti senza

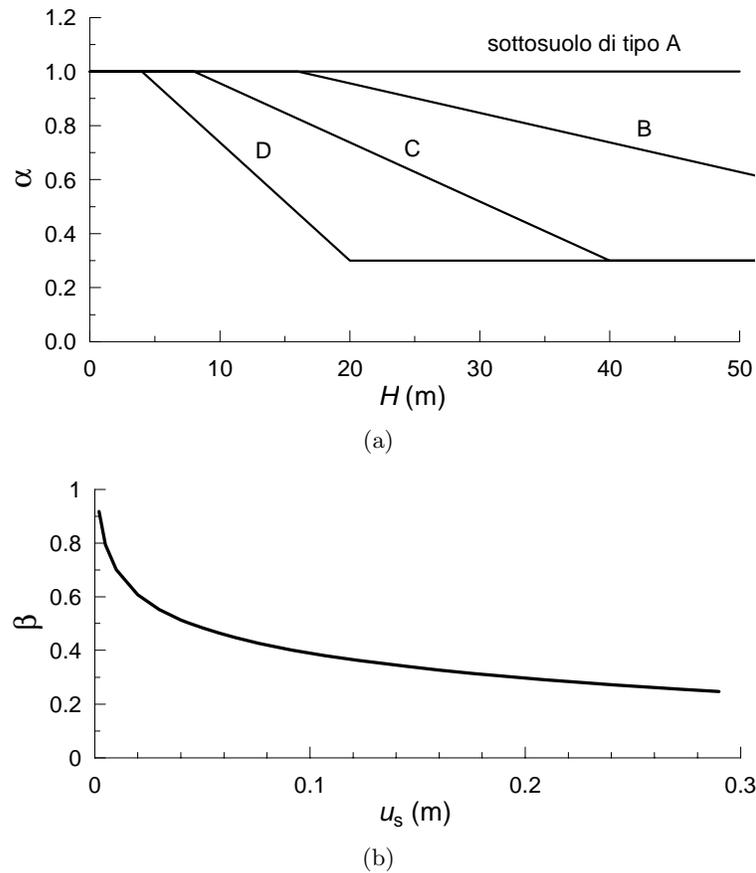


Figura 2.13: Grafici per la valutazione di: (a) il coefficiente di deformabilità α ; (b) il coefficiente di spostamento β (NTC, 2008)

cadute di resistenza. Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e della categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 2.13a (per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$). Il coefficiente β , invece, può essere ricavato dal diagramma in Figura 2.13b, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

CAPITOLO 3

MODELLAZIONE FISICA IN CENTRIFUGA

3.1 Premessa

La modellazione fisica in centrifuga è stata ampiamente utilizzata, a partire dagli ultimi trent'anni, per lo studio di problemi geotecnici. Sebbene l'idea di utilizzare l'accelerazione centrifuga per la realizzazione di modelli in scala ridotta fosse stata proposta già nel 1869 (Craig, 1989), è negli anni Trenta del XX secolo, nella ex Unione Sovietica, che vengono realizzate le prime prove fisiche in centrifuga, e solo a partire dalla fine degli anni Settanta, in Inghilterra, i principi della modellazione fisica in centrifuga iniziano ad essere applicati in modo sistematico allo studio del comportamento di sistemi geotecnici. Oggi nel mondo esistono più di cento centrifughe geotecniche, di cui solo una in Italia, situata presso l'ISMGEO di Bergamo (Wood, 2004).

L'utilizzo di modelli in scala ridotta per riprodurre fenomeni fisici consente di ottenere più rapidamente le informazioni relative al comportamento studiato e, inoltre, permette di controllare con maggiore affidabilità le condizioni al contorno e i dettagli del problema in esame. La modellazione fisica in scala ridotta acquisisce particolare rilevanza nell'ambito di fenomeni dinamici, come i terremoti, per i quali la casualità e la difficile prevedibilità dell'evento sismico rendono particolarmente difficile il monitoraggio di prototipi reali.

Affinchè vi sia corrispondenza tra il comportamento del modello e quello del prototipo, è necessario soddisfare criteri di similitudine e leggi di scala derivanti dall'analisi dimensionale del fenomeno fisico considerato, ossia è necessario avere un'idea di come le osservazioni fatte alla scala del modello possano essere estrapolate alla scala del prototipo. Se il comportamento meccanico dei materiali è lineare per i carichi applicati nel modello e attesi nel prototipo, allora la determinazione delle leggi di scala risulta relativamente semplice. Al contrario, notevoli difficoltà intervengono se il comportamento dei materiali è non lineare; in questo caso, per definire correttamente le leggi di corrispondenza tra modello e prototipo, è necessario considerare attentamente la natura e il comportamento del fenomeno fisico in esame (Wood *et al.*, 2002).

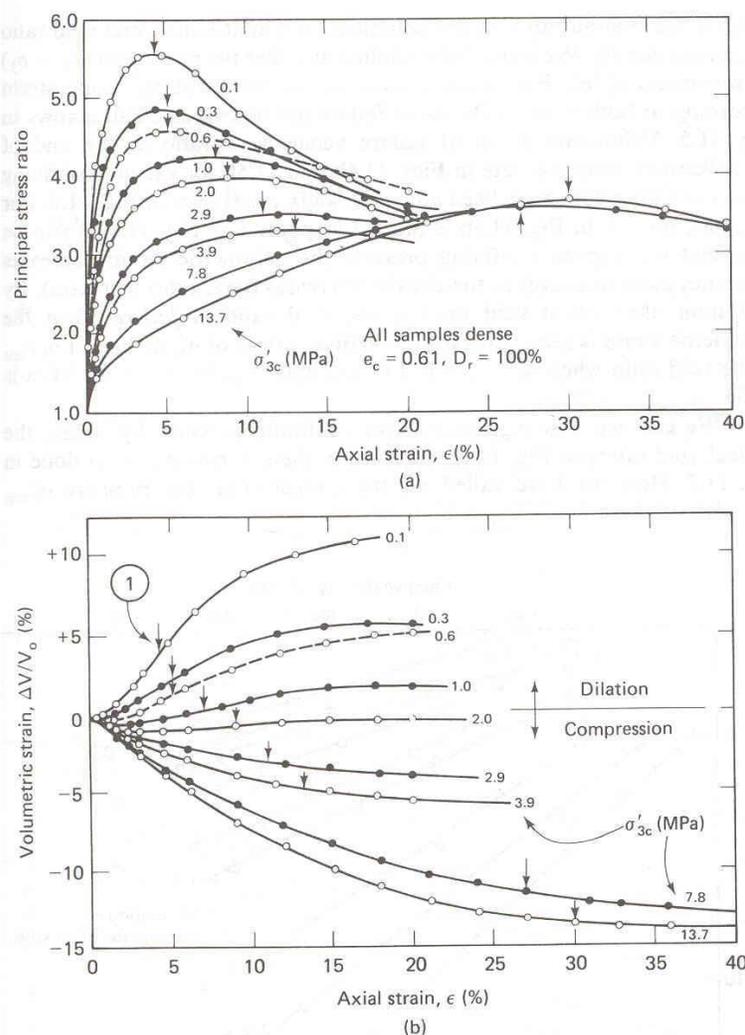


Figura 3.1: Prove Triassiali Drenate Standard su provini in sabbia densa della Sacramento River Sand (Lee e Seed, 1967)

La Figura 3.1 riporta i risultati di alcune prove triassiali drenate standard realizzate su provini in sabbia densa della Sacramento River Sand (Lee e Seed, 1967). Come si può osservare, il comportamento meccanico dei terreni, oltre ad essere fortemente non lineare, mostra anche una chiara dipendenza dalla tensione media efficace, in termini sia di rigidezza sia di resistenza. Ne deriva che per la modellazione fisica di sistemi geotecnici molte delle difficoltà associate alla determinazione delle leggi di scala vengono meno se lo stato tensionale in punti corrispondenti del modello e del prototipo è lo stesso (Wood, 2004).

Questo è appunto quanto viene realizzato in una centrifuga geotecnica, dove un modello in scala $1/N$ è sottoposto ad un campo di accelerazione radiale che simula un campo gravitazionale pari a N volte quello terrestre. Questo determina nel terreno uno stato tensionale crescente con la profondità con un gradiente legato alla densità del terreno, ρ , e all'intensità del campo di accelerazione, Ng . Se nel modello viene usato lo stesso terreno

del prototipo, quindi, la tensione verticale alla profondità h_m è identica a quella agente nel corrispondente prototipo alla profondità h_p , se $h_p = Nh_m$ (Bilotta e Taylor, 2005). In definitiva, l'idea alla base della modellazione in centrifuga è che il campo gravitazionale, indotto all'interno del modello dall'accelerazione centrifuga, sia maggiore di quello terrestre, in modo da compensare la riduzione di stato tensionale che altrimenti si avrebbe a causa della scala scelta per le lunghezze.

Per quanto riguarda lo studio del comportamento di sistemi geotecnici in condizioni dinamiche, la modellazione fisica su tavola vibrante, nella quale il modello è sottoposto al campo gravitazionale terrestre, costituisce un'alternativa alla modellazione fisica in centrifuga (Wood *et al.*, 2002; Corigliano *et al.*, 2008). In questo caso, le dimensioni dei modelli sono relativamente grandi, quindi possono essere più facilmente eliminati alcuni effetti indesiderabili presenti nei modelli di dimensioni ridotte, come ad esempio i problemi associati alla dimensione delle particelle. Inoltre, il livello di disturbo derivante dalle dimensioni finite degli strumenti di misura è più piccolo rispetto a quello rilevato nei modelli realizzati in centrifuga, proprio in ragione del fatto che la dimensione relativa dei trasduttori e dei modelli è più ridotta (Wood *et al.*, 2002). Tuttavia l'impossibilità di riprodurre nel modello lo stesso stato tensionale agente nel prototipo, e quindi la sostanziale diversità tra il comportamento esibito dal terreno all'interno del modello e quello osservato nel prototipo, rendono particolarmente difficile la determinazione di opportune leggi di scala per il problema (Wood, 2004; Iai *et al.*, 2005).

3.2 Principi di modellazione in centrifuga

Nel presente paragrafo sono ricavate alcune delle principali leggi di scala relative alla modellazione in centrifuga di problemi geotecnici. Poichè le prove in centrifuga eseguite nell'ambito di questo lavoro sono state realizzate tutte in sabbia asciutta, nel seguito non vengono derivate le leggi di corrispondenza per tutte le grandezze che intervengono nei fenomeni di interazione tra scheletro solido e fase fluida (filtrazione e consolidazione). Per la trattazione dei problemi associati alla modellazione di sistemi geotecnici in terreni saturi o parzialmente saturi si rimanda a Wood (2004).

Sono poi brevemente mostrati alcuni dei principali errori sperimentali derivanti dalle difformità tra il campo gravitazionale terrestre cui è sottoposto il prototipo e il campo di accelerazione centrifuga imposto nel modello, e dagli effetti associati alla dimensione delle particelle di terreno.

3.2.1 Leggi di scala

Le leggi di scala che garantiscono la corrispondenza tra modello e prototipo possono essere derivate a partire sia dall'analisi dimensionale sia dalle equazioni differenziali che descrivono il fenomeno osservato (Fuglsang e Ovesen, 1988; Schofield, 1988). In particolare Iai *et*

al. (2005) individuano due principi fondamentali cui è necessario attenersi per una corretta modellazione fisica di problemi geotecnici: in primo luogo il comportamento del terreno nel modello deve simulare quello nel prototipo; in secondo luogo, le leggi fondamentali della meccanica, ossia l'equilibrio e il bilancio di massa per lo scheletro solido e il fluido interstiziale, devono essere soddisfatte sia nel modello sia nel prototipo. Per un terreno asciutto, questi due principi impongono che l'equazione di equilibrio,

$$\mathbf{L}^T \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{g} = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (3.1)$$

l'equazione di congruenza

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L} d\mathbf{u} \quad (3.2)$$

e l'equazione costitutiva

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (3.3)$$

siano soddisfatte sia nel modello sia nel prototipo. Nelle equazioni (3.1), (3.2) e (3.3), $\boldsymbol{\sigma}^T = (\sigma_{11} \sigma_{22} \sigma_{33} \tau_{12} \tau_{23} \tau_{31})$ è il tensore degli sforzi; $\boldsymbol{\varepsilon}^T = (\varepsilon_{11} \varepsilon_{22} \varepsilon_{33} \gamma_{12} \gamma_{23} \gamma_{31})$ è il tensore delle deformazioni; $\mathbf{u}^T = (u_1 u_2 u_3)$ è il vettore degli spostamenti; \mathbf{D} è il modulo di rigidità tangente; \mathbf{g} è l'accelerazione di gravità nel prototipo o l'accelerazione centrifuga nel modello; ρ è la densità del terreno e \mathbf{L} è un operatore differenziale definito da:

$$\mathbf{L}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

Le leggi di scala per la modellazione fisica in centrifuga possono essere ricavate in modo sistematico introducendo i fattori di scala per tutte le variabili che compaiono nelle equazioni (3.1), (3.2) e (3.3) e imponendo che queste equazioni siano soddisfatte sia nel modello sia nel prototipo. In particolare, i fattori di scala per le variabili che compaiono nell'equazione di equilibrio (3.1) sono definiti come:

$$\begin{aligned} N &= \frac{(\text{lunghezze})_p}{(\text{lunghezze})_m}, & N_t &= \frac{(\text{tempi})_p}{(\text{tempi})_m}, \\ N_\rho &= \frac{(\text{densità})_p}{(\text{densità})_m}, & N_g &= \frac{(\text{accelerazioni})_p}{(\text{accelerazioni})_m}, \\ N_u &= \frac{(\text{spostamenti})_p}{(\text{spostamenti})_m}, & N_\sigma &= \frac{(\text{tensioni})_p}{(\text{tensioni})_m}, \end{aligned} \quad (3.5)$$

dove la notazione p e m si riferisce a prototipo e modello rispettivamente. Poichè l'equazione (3.1) deve essere soddisfatta nel prototipo, deve risultare

$$\mathbf{L}_p^T \boldsymbol{\sigma}_p + \rho_p \mathbf{g}_p = \rho_p \ddot{\mathbf{u}}_p \quad (3.6)$$

Sostituendo i fattori di scala definiti dalle equazioni (3.5) nell'equazione (3.6) si ottiene:

$$\frac{1}{N} \mathbf{L}_m^T N_\sigma \boldsymbol{\sigma}_m + N_\rho \rho_m N_g \mathbf{g}_m = N_\rho \rho_m \frac{N_u}{N_t^2} \ddot{\mathbf{u}}_m \quad (3.7)$$

Infine, imponendo che anche il modello soddisfi l'equazione (3.1), si ha:

$$\frac{N_\sigma}{N} = N_\rho N_g = \frac{N_\rho N_u}{N_t^2} \quad (3.8)$$

Come precedentemente osservato, la principale legge di scala nella modellazione in centrifuga di problemi geotecnici deriva dalla necessità di assicurare che lo stato tensionale nel modello e nel prototipo sia lo stesso ($N_\sigma = 1$), in modo tale che anche il comportamento del terreno, in termini sia di resistenza sia di rigidità, sia lo stesso (Kutter, 1995). Inoltre, il materiale utilizzato nella realizzazione del modello e quello presente nel prototipo sono generalmente gli stessi ($N_\rho = 1$). Quindi, dalla prima delle equazioni (3.8) deriva $N_g = 1/N$, ossia, se il rapporto tra le lunghezze nel modello e nel prototipo è pari a $1/N$, l'accelerazione centrifuga nel modello deve essere pari a N volte l'accelerazione di gravità nel prototipo.

Come osserva Wood (2004), le deformazioni derivano dal rapporto tra le variazioni di stato tensionale e il modulo di rigidità del terreno (Eq. (3.3)); poichè, in centrifuga, sia lo stato tensionale sia il modulo di rigidità sono gli stessi nel modello e nel prototipo, il fattore di scala per le deformazioni è pari a $N_\varepsilon = 1$. Gli spostamenti risultano dall'integrazione delle deformazioni nello spazio e, quindi, il fattore di scala per gli spostamenti, pari a $N_u = N_\varepsilon N = N$, è uguale al fattore di scala per le lunghezze. Dalla seconda delle equazioni (3.8) deriva che, per la modellazione in centrifuga di problemi dinamici, il fattore di scala per i tempi è pari a $N_t = \sqrt{N_u/N_g} = N$. Infine, i fattori di scala per le frequenze e per le velocità sono rispettivamente pari a $N_f = 1/N_t = 1/N$ e $N_v = N_u/N_t = 1$.

La Tabella 3.1 riassume i principali fattori di scala per la modellazione geotecnica in centrifuga, ricavati sotto l'ipotesi che il terreno usato nel modello e nel prototipo sia lo stesso ($N_\rho = 1$). Dall'analisi dei fattori di scala rilevanti nei problemi dinamici, si può vedere che un evento sismico caratterizzato da 10 cicli di ampiezza e frequenza pari rispettivamente a $0.1g$ e 1 Hz (durata 10 s) può essere simulato, in una prova in centrifuga eseguita a $100g$, con 10 cicli a 100 Hz (durata 0.1 s) aventi un'ampiezza di $10g$.

3.2.2 Errori sperimentali

Wood (2004) e Bilotta e Taylor (2005) descrivono compiutamente i principali errori di cui è affetta la modellazione in centrifuga, derivanti sia da difformità tra il campo gravitazionale terrestre e il campo di accelerazione centrifuga, sia da effetti associati alla dimensione delle particelle di terreno. La trattazione che segue è ripresa da Bilotta e Taylor (2005).

Tabella 3.1: Principali fattori di scala per la modellazione fisica in centrifuga di problemi geotecnici, ricavati sotto l'ipotesi che il terreno usato nel modello e nel prototipo sia lo stesso

Grandezza	Fattore di scala (modello/prototipo)
Lunghezza	$1/N$
Accelerazione	N
Densità	1
Tensioni	1
Deformazioni	1
Spostamenti	$1/N$
Frequenza	N
Tempo (effetti inerziali)	$1/N$
Tempo (consolidazione)	$1/N^2$

Non linearità della variazione di tensioni verticali nel modello

Nella centrifuga, il campo di accelerazione inerziale, Ng , è pari a $\omega^2 r$, dove ω è la velocità di rotazione angolare della centrifuga, r è la distanza radiale del generico volume di terreno dall'asse di rotazione e N è il fattore di scala del modello (Fig. 3.2). Questo comporta che, nel modello, l'accelerazione varia linearmente con la profondità e, quindi, è possibile definire una distanza radiale efficace R_e tale che risulti $Ng = \omega^2 R_e$.

Se la distanza radiale della superficie del modello dall'asse di rotazione della centrifuga è R_t , la tensione verticale agente alla profondità z nel modello può essere determinata come:

$$\sigma_{vm} = \int_0^z \rho \omega^2 (R_t + z) dz = \rho \omega^2 z (R_t + \frac{z}{2}) \quad (3.9)$$

La tensione verticale agente nel prototipo alla profondità $z_p = Nz$ è pari a $\sigma_{vp} = \rho g Nz$ e, quindi, l'errore nella distribuzione delle tensioni può essere calcolato come $r_u = \sigma_{vm} - \sigma_{vp}$. Siano $z = h_i = 2(R_e - R_t)$ la profondità nel modello in corrispondenza della quale le tensioni verticali nel modello e nel prototipo sono uguali e $z = h_m$ la profondità cui è situata la base del modello, è possibile dimostrare che l'errore r_u è minimo se si impone $h_i = 2/3 h_m$, ossia $R_e = R_t + h_m/3$; in tali condizioni si ha

$$r_u = \frac{h_m}{6R_e} \quad (3.10)$$

In base a questa regola, quindi, l'esatta corrispondenza tra le tensioni nel modello e nel prototipo si ha a una profondità pari a $2/3$ dell'altezza del modello e il raggio efficace è definito come la distanza radiale dall'asse di rotazione fino a una profondità pari a $1/3$ dell'altezza del modello.

Generalmente si ammette che l'errore dovuto alla non linearità della distribuzione delle tensioni verticali nel modello sia trascurabile se l'altezza del modello è inferiore a circa $0.1r$ (Wood, 2004).

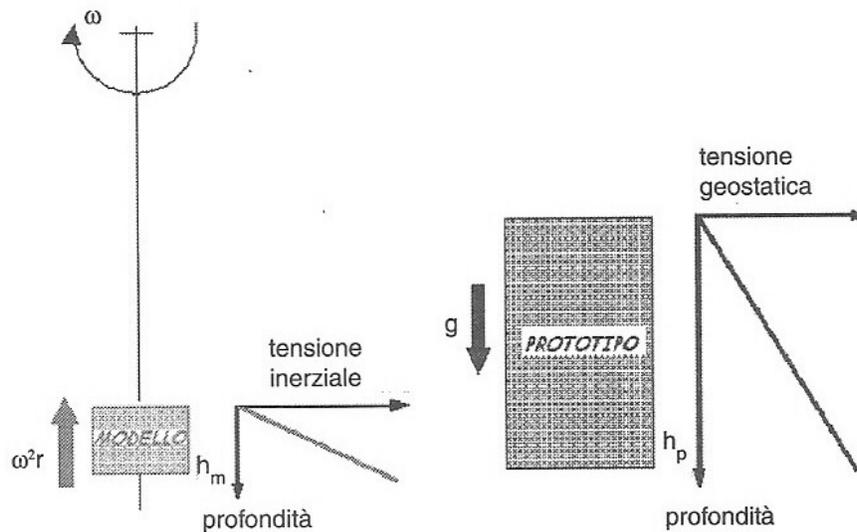


Figura 3.2: Distribuzione di tensioni indotte dal campo di accelerazione inerziale nel modello e dal campo gravitazionale nel prototipo corrispondente (Bilotta e Taylor, 2005)

Campo di accelerazione radiale nel modello

L'accelerazione inerziale indotta nel modello è diretta verso il centro di rotazione della centrifuga e, quindi, nei piani orizzontali del modello la direzione dell'accelerazione varia rispetto alla verticale, lungo la larghezza del modello. Questo implica che, nel modello, esiste una componente laterale di accelerazione che deve essere considerata; è buona norma, quindi, assicurarsi che gli eventi principali avvengano nella regione centrale del modello, dove l'errore dovuto alla natura radiale del campo di accelerazione è piccolo. Generalmente si può assumere che tale errore sia trascurabile se la larghezza del modello è inferiore a circa $0.1r$ (Wood, 2004).

Accelerazione di Coriolis

Un altro problema, causato dal fatto che il campo di accelerazione è generato per rotazione, è costituito dall'accelerazione di Coriolis, che si sviluppa quando elementi di terreno nel modello si muovono con velocità v nel piano di rotazione. È questo il caso, ad esempio, di problemi dinamici, dove il movimento orizzontale della base vibrante è generalmente parallelo al piano di rotazione. L'accelerazione di Coriolis, a_c , è espressa dalla relazione $a_c = 2\omega \times v$, ossia è pari al prodotto vettoriale tra la velocità angolare della centrifuga, ω , e la velocità, v , di una massa in movimento nel modello. L'accelerazione inerziale nel modello è data da $a = \omega^2 r$. Generalmente gli effetti associati alla presenza dell'accelerazione di Coriolis possono essere trascurati se il rapporto $a_c = a$ è inferiore a 0.1.

Dimensione delle particelle

La necessità che il materiale abbia le stesse proprietà meccaniche, quali ad esempio angolo di attrito e moduli di rigidezza, alla scala del modello e del prototipo, comporta che in centrifuga sia generalmente utilizzato lo stesso terreno presente nel prototipo. Contrariamente a quanto avviene per le altre lunghezze, quindi, le particelle di terreno non sono scalate del fattore N . La rilevanza di questo aspetto è ovviamente funzione del rapporto tra la dimensione significativa minima del problema in esame, s , e il diametro medio delle particelle, D_{50} ; secondo Ovesen (1979), affinché gli effetti associati alla dimensione delle particelle siano trascurabili, il rapporto s/D_{50} deve essere maggiore di 15.

3.3 Condizioni al contorno

Uno dei principali aspetti nella modellazione fisica di problemi dinamici è costituito dalla corretta riproduzione delle condizioni al contorno nel modello. Le condizioni imposte dai bordi laterali del contenitore, infatti, possono influire sia sullo stato tensionale sia sul campo di spostamenti e deformazioni al suo interno (Campbell *et al.*, 1991).

È necessario osservare che sia la definizione delle condizioni al contorno lungo i bordi del modello, sia la scelta di una determinata sollecitazione dinamica da applicare, possono dipendere dal particolare fenomeno fisico dinamico da modellare. Nel seguito della trattazione ci si riferirà al solo caso di sollecitazioni sismiche, trascurando altri fenomeni dinamici, quali ad esempio vibrazioni di fondazioni o esplosioni, la cui natura e origine comporta la definizione di condizioni al contorno differenti (Campbell *et al.*, 1991; Kutter, 1995).

3.3.1 Contenitori dinamici

Un'ampia sintesi e discussione sui differenti tipi di contenitore per prove dinamiche in centrifuga è fornita da Steedman (1991). In particolare, Kutter (1995) individua tre principali requisiti per una corretta simulazione della propagazione verticale di onde di taglio attraverso un strato indefinito di terreno: garantire la similitudine del campo di deformazioni (1), e di tensioni (2) tra modello e prototipo, e riprodurre correttamente le condizioni iniziali geostatiche del prototipo (3).

Similitudine del campo di deformazioni

I contenitori dinamici devono garantire che le onde di taglio possano viaggiare in direzione verticale senza che vi sia un significativo trasferimento di energia tra il terreno e il contenitore attraverso le superfici laterali. Il vincolo imposto dalla presenza di bordi rigidi alle deformazioni laterali del modello causa compressioni e dilatazioni laterali del terreno in adiacenza, generando quindi onde di volume al suo interno. Ne consegue che, contrariamente a quanto avviene nel prototipo, le vibrazioni del modello durante i transitori

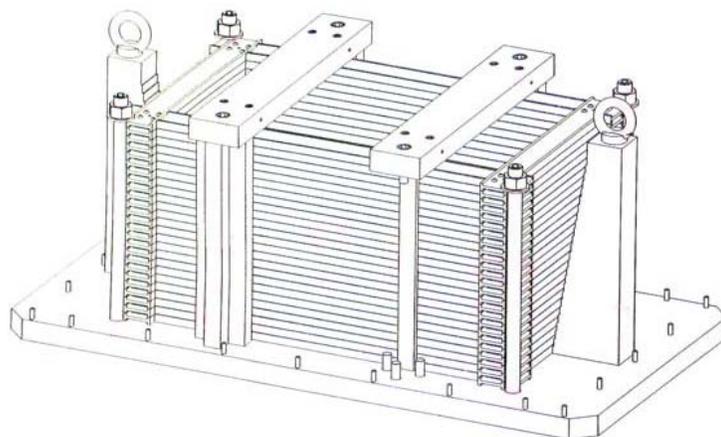
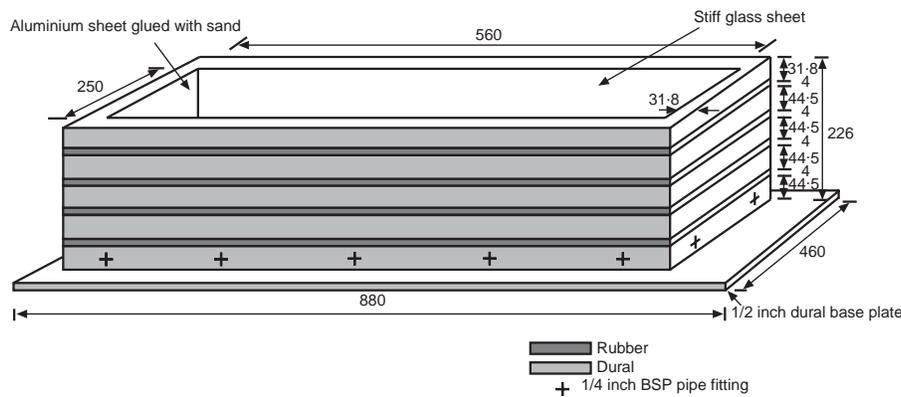


Figura 3.3: Vista tridimensionale del contenitore del tipo *Laminar Box* (Knappet, 2006)

dinamici risultano essere una combinazione di onde di taglio e di volume. Diverse sono le soluzioni adottate negli anni per ridurre l'interazione tra terreno e contenitore lungo le superfici laterali del modello e riprodurre quindi la condizione di estensione indefinita caratteristica dei terreni alla scala del prototipo (similitudine del campo di deformazioni). Tra queste, due sono le più diffuse: i contenitori del tipo *Laminar Box* (Fig. 3.3) e quelli del tipo *Equivalent Shear Beam* (Fig. 3.4).

I contenitori del tipo *Laminar Box* (Kutter, 1995; Brennan *et al.*, 2006) consistono di una serie di telai rettangolari di alluminio sovrapposti e connessi fra di loro da cuscinetti a sfera, in modo da minimizzare l'attrito fra le lamine e quindi ogni forma di vincolo alle deformazioni laterali distorsionali del terreno al loro interno; i telai devono avere una massa sufficientemente piccola da minimizzare, inoltre, le azioni inerziali trasferite dal contenitore al terreno.

I contenitori del tipo *Equivalent Shear Beam* (Zeng & Schofield, 1996; Madabhushi *et al.*, 1998; Brennan e Madabhushi, 2002), sono realizzati con una serie di telai rettangolari di alluminio sovrapposti, e connessi tra loro da strati di gomma per ottenere una rigidità al taglio confrontabile con quella del terreno al loro interno, in modo da simulare condizioni di deformazione e sollecitazione analoghe a quelle che si avrebbero in uno strato di terreno di altezza finita ed estensione laterale indefinita. I contenitori ESB sono progettati per avere la stessa rigidità a taglio di un deposito di terreno sottoposto ad un dato terremoto di progetto. Tuttavia, mentre la rigidità del terreno dipende dall'indice dei vuoti, dallo stato tensionale efficace e dal livello di deformazione indotto dalle sollecitazioni dinamiche, la rigidità del contenitore è fissa. Ne consegue che i contenitori ESB, a rigore, non possono essere utilizzati in condizioni diverse da quelle di progetto. Tuttavia, Teymur e Madabhushi (2003) hanno mostrato che, in assenza di liquefazione, la generazione di onde di volume dovute all'interazione tra terreno e contenitore è sempre minima.


 Figura 3.4: Vista tridimensionale del contenitore *Equivalent Shear Beam* (Zeng & Schofield, 1996)

Similitudine del campo di tensioni

In uno strato indefinito di terreno uniforme, sollecitato alla base da un'accelerazione orizzontale, la distribuzione delle tensioni normali e tangenziali lungo la base è uniforme, mentre le tensioni normali e tangenziali su ogni piano verticale devono essere uguali (Zeng & Schofield, 1996). È evidente, dunque, che se le pareti interne del contenitore non sono in grado di sostenere le tensioni tangenziali che si generano sui piani verticali del terreno per effetto dell'azione dinamica, lo stato tensionale indotto nel modello risulterà sostanzialmente diverso da quello del prototipo (Figura 3.5). Zeng e Schofield (1996) hanno proposto l'utilizzo di particolari fogli di alluminio (*shear sheet*) per il trasferimento di questi sforzi di taglio tra la base e le superfici laterali del contenitore; questi sono costituiti da lamine di alluminio dello spessore di circa 0.1mm, rese ruvide con l'applicazione di sabbia lungo la superficie interna e in grado di supportare le deformazioni laterali del contenitore durante il transitorio dinamico. Gli *shear sheet* sono generalmente adottati in tutti i contenitori ESB.

Condizioni iniziali geostatiche

Affinchè le condizioni iniziali geostatiche del prototipo siano correttamente riprodotte nel modello, è necessario che le deformazioni laterali e le tensioni tangenziali indotte nel modello prima della fase dinamica siano trascurabili. I bordi del contenitore, quindi, devono essere sufficientemente rigidi da vincolare gli spostamenti orizzontali del terreno al loro interno. Come precedentemente osservato, la necessità di mantenere la similitudine tra il campo di tensioni nel modello e nel prototipo in condizioni dinamiche implica che i bordi interni del contenitore non siano lisci. Quindi, per soddisfare il requisito che le tensioni tangenziali indotte nel modello in condizioni statiche siano nulle o trascurabili, è necessario che gli spostamenti verticali dei bordi del contenitore siano uguali o prossimi a quelli subiti dal terreno prima della fase dinamica. Secondo Zeng e Schofield (1996) entrambi i requisiti sembrano essere soddisfatti dai contenitori del tipo ESB.

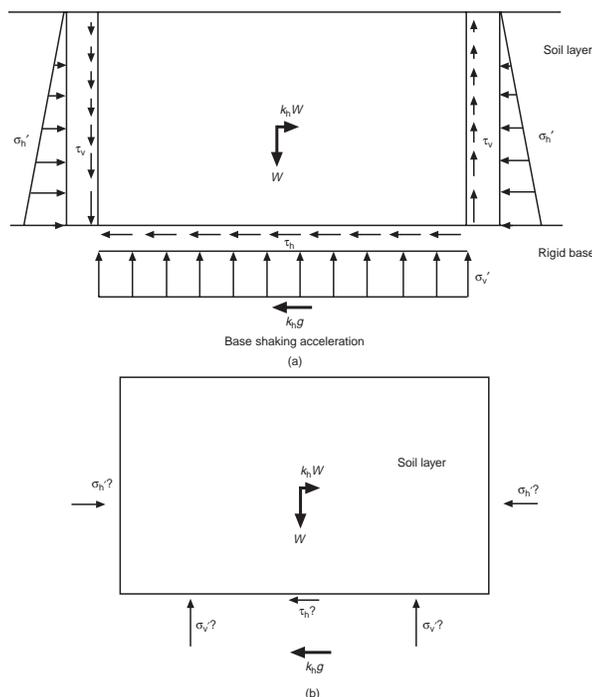


Figura 3.5: Variazione dello stato tensionale dovuto ai bordi lisci del contenitore: (a) distribuzione delle tensioni in uno strato di terreno indefinito; (b) distribuzione delle tensioni in un modello realizzato in un contenitore con bordi lisci (Zeng & Schofield, 1996)

3.3.2 Sollecitazioni dinamiche

La scelta dei segnali accelerometrici da applicare ai modelli nelle prove dinamiche in centrifuga è, ancora oggi, un argomento ampiamente discusso (Kutter, 1995; Haigh, 2002; Ghosh & Madabhushi, 2003). Due sono i tipi di segnale generalmente applicati: cicli di accelerazioni sinusoidali e accelerogrammi reali o sintetici spettro-compatibili. Entrambi gli approcci presentano vantaggi e svantaggi.

L'approccio adottato a Cambridge consiste nell'applicazione di segnali quasi sinusoidali, caratterizzati da una frequenza nominale a prevalente contenuto energetico e un'ampiezza pressochè costante. Questa scelta consente l'utilizzo di attuatori meccanici semplici e relativamente economici, in grado di operare anche a grandi valori di accelerazione centrifuga, applicando al modello sollecitazioni di ampiezza elevata e assegnata frequenza. La relativa semplicità dei segnali di ingresso determina nel modello comportamenti più facilmente analizzabili, consentendo di rilevare peculiarità del complesso fenomeno di interazione terreno-struttura che verrebbero invece mascherate dalla variabilità intrinseca dei segnali reali. Inoltre, l'applicazione in successione di accelerazioni con frequenze nominali diverse consente di evidenziare particolari fenomeni, ad esempio la risonanza, a partire dalla risposta del modello. Tuttavia, poichè il campo di frequenze investigabile non è continuo e, generalmente, non corrisponde ad un ampio intervallo di frequenze, è possibile che la modellazione fisica non sia in grado di cogliere alcuni fenomeni rilevanti

del comportamento del prototipo sottoposto a terremoti reali.

L'utilizzo di attuatori elettromagnetici o servo-idraulici consente, invece, di applicare al modello accelerogrammi reali o sintetici, il cui contenuto energetico risulta distribuito su un campo di frequenze relativamente ampio. Questo consente di studiare, all'interno di una stessa prova, fenomeni dipendenti dal contenuto in frequenza della sollecitazione dinamica, che potrebbero non essere colti se invece il segnale sinusoidale di ingresso non è imposto ad una particolare frequenza. Inoltre, tale approccio risulta indispensabile nel riprodurre il comportamento di strutture reali sottoposte a terremoti reali al fine di individuare, ad esempio, i meccanismi che ne hanno prodotto il collasso o hanno provocato un accumulo eccessivo di spostamenti.

In un esteso studio numerico sul comportamento di muri di sostegno in condizioni sismiche, Hatami e Bathurst (2001) hanno mostrato che la risposta del muro è influenzata dalle caratteristiche della sollecitazione dinamica imposta; tra queste la frequenza dominante, la velocità di picco al suolo, l'intensità del terremoto e la durata dell'evento sismico. Inoltre, come osservano Wood *et al.* (2002), la forte non linearità che caratterizza il comportamento del terreno implica che anche piccole differenze nelle sollecitazioni dinamiche possono risultare in significative differenze nella risposta di un sistema geotecnico a tali sollecitazioni. La scelta di accelerogrammi reali che siano rappresentativi per il comportamento generale di un dato sistema geotecnico in condizioni sismiche, quindi, appare molto difficile.

Un ultimo aspetto associato alla scelta dei segnali di ingresso per le prove dinamiche in centrifuga è dato dalla possibilità di utilizzare tali prove come strumento per verificare le capacità previsionali di modelli numerici, in particolare relativamente ai complessi fenomeni di interazione terreno-struttura. L'utilizzo di segnali sinusoidali semplici, che consentano di ridurre la complessità del fenomeno fisico riprodotto, appare in questo senso la soluzione più adatta ad evidenziare limiti e potenzialità dei vari modelli costitutivi, delle soluzioni di integrazione o di altri accorgimenti adottati nelle analisi numeriche.

3.4 Programma sperimentale

Il programma sperimentale ha compreso nove prove su modelli fisici in scala ridotta, in uno strato ideale di sabbia asciutta ricostituita a due diversi valori della densità relativa: $D_R \cong 40\%$ e $D_R \cong 80\%$. Sono state eseguite sei prove su coppie di paratie a sbalzo, ad una accelerazione centrifuga di $80g$, e tre prove su coppie di paratie con un livello di contrasto, ad una accelerazione centrifuga di $40g$. Le principali quantità geometriche che definiscono lo studio parametrico eseguito sono la profondità del deposito di sabbia, Z ; la lunghezza totale, H , l'altezza di ritenuta, h , e la profondità di infissione, d , delle paratie; la larghezza dello scavo, B ; la posizione del puntone rispetto alla testa delle paratie, s (Fig. 3.6).

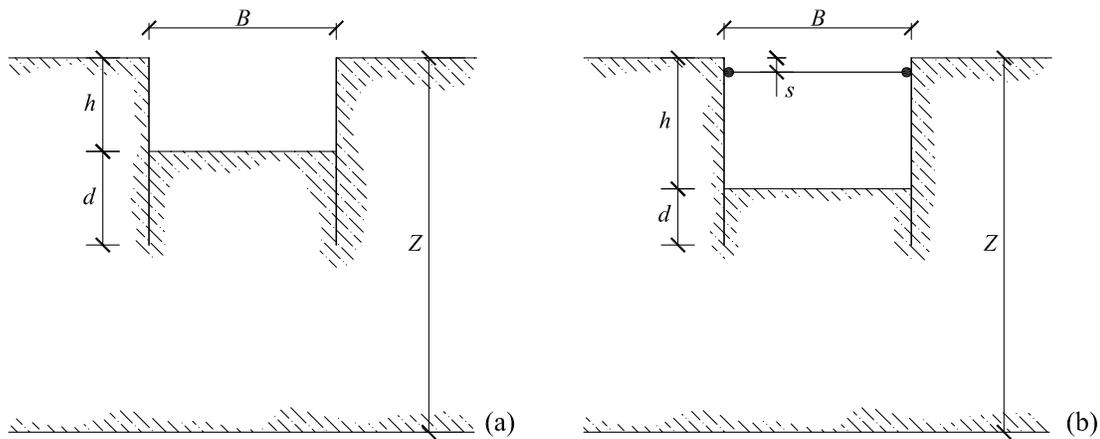


Figura 3.6: Geometria dei modelli fisici in scala ridotta: paratie a sbalzo (a) e con un livello di contrasto(b)

In tutte le prove (Tab. 3.2) la lunghezza delle paratie è pari a 8 m alla scala del prototipo, mentre l'altezza di ritenuta, pari a 4 m per le paratie a sbalzo e a 5.6 m per quelle vincolate, corrisponde ad un coefficiente di sicurezza in condizioni statiche rispettivamente pari a 1.5 e a 2. Sono inoltre stati considerati due diversi valori per la larghezza dello scavo, $B = 6$ m e $B = 8$ m, poichè alcune analisi numeriche preliminari (Callisto *et al.*, 2007) hanno mostrato che la distanza tra le paratie influisce sulla risposta del sistema sottoposto a sollecitazioni dinamiche.

Le fasi di costruzione dello scavo non sono state modellate poichè l'obiettivo della sperimentazione non era riprodurre esattamente il comportamento di un prototipo reale, bensì studiare il comportamento generale delle opere di sostegno flessibili in condizioni dinamiche e produrre dati sperimentali con cui verificare e calibrare metodi dinamici semplificati e avanzati. Comunque, le procedure di realizzazione dei modelli sono specificate allo scopo di permettere una modellazione numerica degli esperimenti.

Tabella 3.2: Modelli fisici di coppie di paratie a sbalzo (CW) e vincolate (PW)

modello	D_R	N	scala del modello					scala del prototipo				
			h	d	s	Z	B	h	d	s	Z	B
	[%]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
CW1	84	80	50	50	-	200	75	4	4	-	16	6
CW2	53	80	50	50	-	200	75	4	4	-	16	6
CW3	73	80	50	50	-	200	100	4	4	-	16	8
CW4	55	80	50	50	-	200	100	4	4	-	16	8
CW5	49	80	50	50	-	200	75	4	4	-	16	6
CW6	69	80	50	50	-	200	100	4	4	-	16	8
PW1	78	40	140	60	9	400	150	5.6	2.4	0.3	16	6
PW2	42	40	140	60	9	400	150	5.6	2.4	0.3	16	6
PW4	44	40	140	60	9	400	200	5.6	2.4	0.3	16	8

3.5 Apparecchiatura sperimentale

3.5.1 Centrifuga di Cambridge

La Centrifuga Geotecnica di Cambridge (Fig. 3.7a) consiste in una struttura traviforme di circa 10 m di diametro, che ruota intorno a un asse verticale posto al centro della trave stessa (Schofield, 1980). Alle estremità dei due bracci sono poste due piattaforme basculanti (Fig. 3.7b), su una delle quali sono collocati il modello e l'attuatore dinamico e sull'altra un contrappeso. Questo sistema consente di disporre il modello su una piattaforma perfettamente orizzontale, in quiete, che gradualmente, all'aumentare della velocità di rotazione della centrifuga, raggiunge la posizione verticale. In questo modo, se l'attrito in corrispondenza delle cerniere di sostegno è basso, la superficie della piattaforma è in ogni fase ortogonale alla direzione dell'accelerazione. Sebbene la massima accelerazione centrifuga consentita per la realizzazione delle prove dinamiche sia $100g$, queste vengono generalmente condotte in corrispondenza di accelerazioni centrifughe comprese fra $40g$ e $80g$.

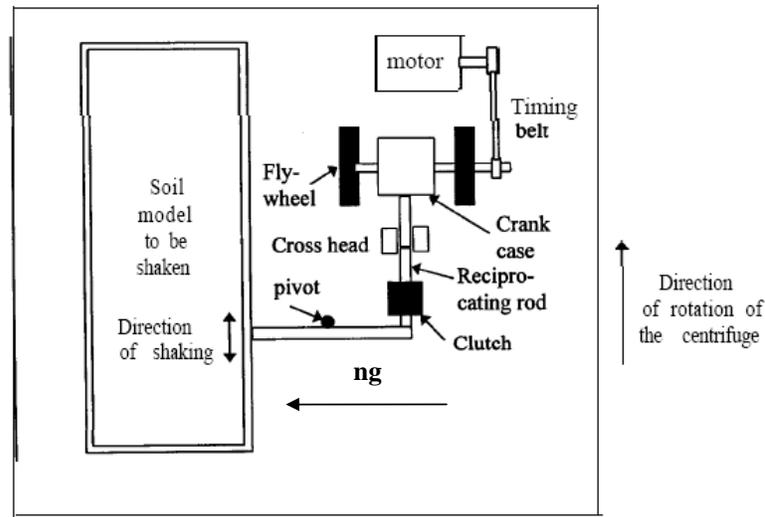
3.5.2 Attuatore dinamico SAM

Il sistema per l'applicazione delle sollecitazioni dinamiche attualmente utilizzato all'Università di Cambridge è un attuatore SAM (*Stored Angular Momentum*), costituito da due masse eccentriche poste in rotazione con velocità angolare costante (Madabhushi *et al.*, 1998). Questo attuatore, mostrato nelle Figure 3.7c e d, costituisce uno strumento efficace per riprodurre terremoti ad elevati valori di accelerazione centrifuga. L'energia accumulata nell'attuatore può essere rilasciata collegando istantaneamente le masse rotanti ad un'un'asta solidale alla base del modello mediante una frizione idraulica (Fig. 3.8). La velocità angolare del volano determina la frequenza di oscillazione del segnale d'ingresso. La durata viene controllata attraverso una frizione che collega, tramite un alternatore, l'albero del motore a quello della tavola vibrante su cui viene disposto il modello e che è attivata attraverso un fluido ad alta pressione immagazzinato in un accumulatore. L'ampiezza del segnale può essere controllata spostando il perno della leva che collega il secondo albero alla tavola vibrante. In questo modo, durante ogni prova è possibile imporre alla base del modello segnali successivi approssimativamente armonici, di cui è possibile controllare la durata, fino a un minimo di $0.3s$; la frequenza, fino a un massimo di 60 Hz ; e l'ampiezza dell'accelerazione orizzontale, fino a un massimo di $25g$. Non è invece possibile sottoporre i modelli a storie di accelerazione ottenute dalla registrazione di terremoti reali. A titolo di esempio, la Figura 3.9 mostra la storia temporale delle accelerazioni e lo spettro di Fourier delle ampiezze di uno degli eventi sismici imposti alla base del modello CW6, caratterizzato da una ampiezza massima pari a $13.6g$ e una frequenza nominale pari a 60 Hz . È immediatamente evidente che il segnale applicato non è armonico, sia perchè la sua ampiezza non è costante sia perchè, sebbene la frequenza nominale sia quella dominan-



Figura 3.7: Centrifuga Geotecnica di Cambridge: (a) veduta generale della centrifuga all'interno della camera sotterranea; (b) piattaforma basculante; (c) veduta generale dell'attuatore dinamico SAM; (d) piastra orizzontale per il trasferimento del moto armonico alla base del modello; contenitori dinamici ESB usati per le prove su paratie vincolate (e) e a sbalzo (f)

te, esistono frequenze maggiori alle quali associato un significativo contenuto energetico. Secondo Brennan *et al.* (2005) questo contenuto in frequenza così esteso corrisponde ad effettive sollecitazioni meccaniche sul modello, associate a modi di vibrare dell'attuatore dinamico successivi al primo.



(a)

Figura 3.8: Schema dell'attuatore dinamico SAM (Madabhushi *et al.*, 1998)

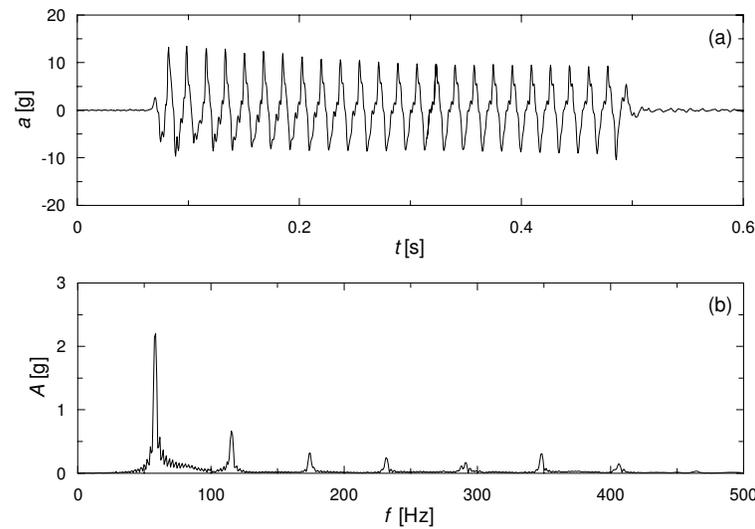


Figura 3.9: Attuatore dinamico SAM: storia temporale delle accelerazioni (a) e spettro di Fourier delle ampiezze (b) del quarto evento sismico (EQ4) imposto alla base del modello CW6 (scala del modello)

3.5.3 Contenitori ESB

Le prove in centrifuga sono state condotte utilizzando due contenitori del tipo Equivalent Shear Beam (ESB) (Zeng & Schofield, 1996; Brennan & Madabhushi, 2002), realizzati con

una serie di telai rettangolari di una lega di alluminio, sovrapposti e connessi tra loro da strati di gomma per ottenere una rigidezza al taglio dello stesso ordine di grandezza del terreno nel contenitore, in modo da simulare condizioni di deformazione e sollecitazione analoghe a quelle che si avrebbero in uno strato di terreno di altezza finita ed estensione laterale indefinita.

Il contenitore utilizzato per le prove su paratie vincolate è costituito da 10 telai rettangolari di alluminio, ciascuno con sezione trasversale di $38.1 \text{ mm} \times 63.5 \text{ mm}$, intervallati da strati di gomma di spessore variabile tra 4 mm e 6 mm. Le dimensioni interne del contenitore sono $673 \text{ mm} \times 253 \text{ mm} \times 427 \text{ mm}$ (Fig. 3.7e). Il contenitore in cui sono stati realizzati i modelli di paratie a sbalzo, invece, è costituito da 5 telai di alluminio intervallati da uno strato di gomma dello spessore di 4 mm. La sezione trasversale dei 4 telai inferiori è di $44.5 \text{ mm} \times 31.8 \text{ mm}$, mentre quella del telaio superiore è di $31.8 \text{ mm} \times 31.8 \text{ mm}$. Le dimensioni interne del contenitore sono $560 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 226 \text{ mm}$ (Fig. 3.7f).

Frequenza fondamentale di vibrazione dei contenitori ESB

La frequenza fondamentale di vibrazione dei contenitori ESB può essere calcolata modellandoli come sistemi a n masse concentrate (telai di alluminio) collegate tra loro da molle (strati di gomma), e caratterizzati da n gradi di libertà, corrispondenti agli spostamenti orizzontali dei telai (Fig. 3.10). Trascurando il termine viscoso, l'equazione del moto per il sistema, in condizioni di oscillazioni libere, è

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = 0 \quad (3.11)$$

dove \mathbf{m} e \mathbf{k} sono rispettivamente la matrice delle masse e la matrice di rigidezza per il sistema, e \mathbf{u} è il vettore spostamento delle masse. Se si assume che lo spostamento di ciascuna massa sia armonico, ossia $\mathbf{u}(t) = \mathbf{U} \sin(\omega t + \phi)$ dove \mathbf{U} e ϕ sono i vettori rispettivamente delle ampiezze e delle fasi degli spostamenti di ciascuna massa, l'equazione (3.11) diventa

$$(\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}) \mathbf{U} = 0 \quad (3.12)$$

che è un sistema algebrico di n equazioni lineari nell'incognita \mathbf{U} . Una soluzione non banale può essere ottenuta solo se:

$$\det(\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}) = 0 \quad (3.13)$$

L'equazione (3.13) è l'equazione caratteristica del sistema, che per un sistema a n gradi di libertà fornisce un polinomio di grado n in ω^2 . Le n radici dell'equazione, che rappresentano le pulsazioni con cui il sistema non smorzato può oscillare in assenza di forze esterne, sono le pulsazioni naturali del sistema. La frequenza fondamentale di vibrazione del sistema, f_0 , è quella che corrisponde alla pulsazione naturale più piccola ($f_0 = \omega_0/2\pi$).

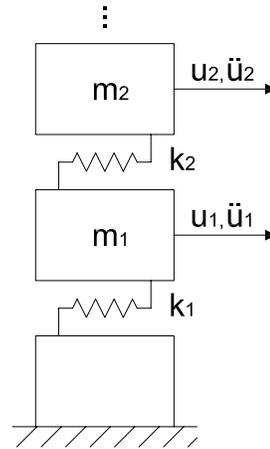


Figura 3.10: Modello massa-molla per i contenitori ESB

Risolvendo l'equazione (3.13) per i sistemi massa-molla equivalenti ai due contenitori ESB, si ricavano le rispettive frequenze naturali di vibrazione. In assenza di prove dirette per la determinazione del modulo di Young della gomma, E , sono stati considerati valori di E compresi tra 0.02 GPa e 0.05 GPa. Per tali valori, la frequenza fondamentale del contenitore utilizzato per le prove a 80 g (CW) è compresa tra 310 Hz e 490 Hz alla scala del modello, mentre la frequenza fondamentale del contenitore utilizzato per le prove a 40 g (PW) è compresa tra 80 Hz e 127 Hz. Questi valori sono stati calcolati in assenza di smorzamento; in presenza di smorzamento la frequenza fondamentale dei due contenitori è più piccola.

3.6 Materiali

3.6.1 Sabbia

I modelli sono realizzati utilizzando una sabbia fine silicea standard, la Leighton Buzzard Sand 100/70, frazione E, asciutta e ricostituita a diversi valori della densità relativa. Le principali caratteristiche fisiche e meccaniche della sabbia (Tan, 1990; Jeyatharan, 1991) sono riassunte nella Tabella 3.3.

Tabella 3.3: Principali proprietà fisiche e meccaniche della sabbia Leighton Buzzard 100/170 frazione E (Tan, 1990; Jeyatharan, 1991)

G_s	e_{\max}	e_{\min}	D_{50} [mm]	D_{10} [mm]	ϕ_{crit} [°]
2.65	1.014	0.613	0.14	0.095	32

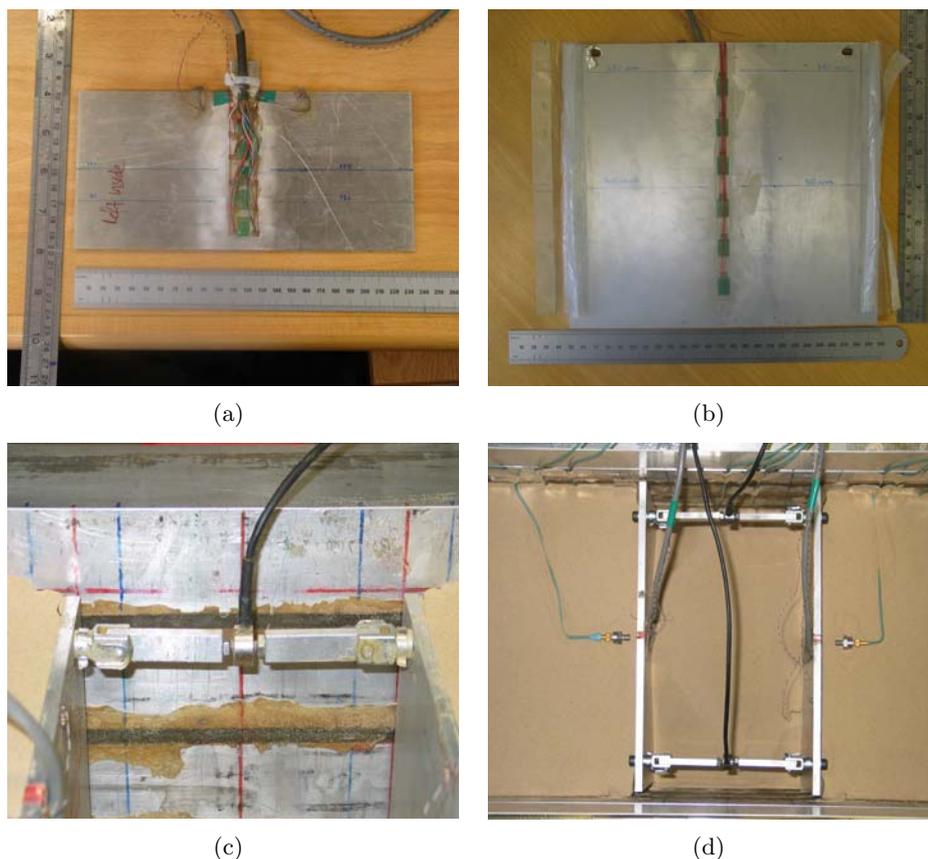


Figura 3.11: Piastra di alluminio per la modellazione delle paratie libere a $80g$ (a) e vincolate a $40g$ (b). Puntoni: particolare (c) e veduta aerea dello scavo (d)

3.6.2 Alluminio

Il materiale utilizzato per la realizzazione di paratie e puntoni è una lega di alluminio, Alluminio 6082, le cui principali proprietà fisiche e meccaniche sono riportate nella Tabella 3.4.

Tabella 3.4: Principali proprietà fisiche e meccaniche della lega di alluminio.

ρ [kg/m ³]	E [GPa]	ν	f_{yk} [MPa]	f_{bk} [MPa]
2700	68.5	0.3	260	310

Le paratie sono modellate con piastre dello spessore di 3.18 mm e 6.00 mm per le prove eseguite rispettivamente a $80g$ e $40g$ (Fig. 3.11a e 3.11b), in modo da avere una rigidezza flessionale EI corrispondente con buona approssimazione a quella di un prototipo in calcestruzzo armato costituito da pali affiancati con diametro di 0.4 m ($EI = 9.42 \cdot 10^4$ kNm²/m).

Nei modelli di paratie vincolate, due puntelli sono posti a una distanza di 9 mm dalla sommità e ad una distanza di 195 mm l'uno dall'altro (Fig. 3.11c e 3.11d). Le dimensioni della sezione trasversale, pari a 5.0 mm \times 10.5 mm nei puntoni lunghi ($B = 200$ mm) e

4.9 mm × 8.8 mm in quelli corti ($B = 150$ mm), sono tali da avere una rigidezza assiale EA corrispondente con buona approssimazione a quella di un prototipo in acciaio costituito da tubolari con diametro di 0.6 m e spessore di 25 mm, posti ad una distanza di 5 m l'uno dall'altro ($EA = 1.01 \cdot 10^6$ kN/m). I puntelli, infine, sono collegati alle paratie mediante cerniere cilindriche e possono ruotare solo nel piano verticale.

3.7 Strumentazione e sistema di acquisizione dei dati

Come osservano Bilotta e Taylor (2005), la strumentazione per le misure in centrifuga deve soddisfare alcuni requisiti particolari. Innanzi tutto deve essere miniaturizzata: i trasduttori e i relativi cavi elettrici non devono costituire un rinforzo del terreno; i cavi in particolare non devono interferire con i meccanismi di deformazione. Per garantire un monitoraggio continuo delle grandezze di interesse la frequenza di lettura del trasduttore deve essere almeno un paio di ordini di grandezza superiore rispetto a quella di un trasduttore usato nel prototipo. Inoltre, i trasduttori, e i relativi cavi, devono garantire resistenza alle alte pressioni e durezza, sia per l'aumento di peso proprio durante la prova sia per le sollecitazioni che potrebbero subire in fase di realizzazione del modello. Tutti i trasduttori devono essere tarati nel campo di utilizzo.

La strumentazione inserita nei modelli è finalizzata alla misura di: deformazioni e caratteristiche della sollecitazione nelle paratie e nei puntoni, accelerazioni di punti interni al modello o sul suo contorno, accelerazioni di punti delle paratie, spostamenti orizzontali e rotazioni delle paratie. Tutti i trasduttori sono tarati prima di ogni prova, collegandoli alle stesse centraline usate durante la prova, utilizzando il software DasyLab 9.0.

3.7.1 Accelerometri piezoelettrici

Le accelerazioni di alcuni punti all'interno dello strato di sabbia e lungo i bordi del contenitore sono misurate mediante accelerometri piezoelettrici miniaturizzati, prodotti da D.J. Birchall Ltd (Fig. 3.12). Il peso dei trasduttori è di 5 grammi e la frequenza di risonanza è pari a 50 kHz. La Figura 3.12c mostra la risposta in frequenza di questi accelerometri: il grafico riporta la differenza tra l'accelerazione misurata dal trasduttore e quella applicata, in funzione della frequenza di sollecitazione. Come si può osservare, il campo di linearità degli accelerometri piezoelettrici è compreso tra 20 Hz a 2 kHz, dove la risposta dei trasduttori è pressochè piatta ($\pm 5\%$), ed è sufficientemente ampio da includere l'intero contenuto in frequenze dei terremoti applicati ai modelli durante le prove $30 \text{ Hz} \leq f < 500 \text{ Hz}$. L'elevata non linearità esibita dagli accelerometri alle basse frequenze (Fig. 3.12c) non consente di misurare l'accelerazione centrifuga indotta nei modelli durante le prove e, inoltre, rende inaccurata la doppia integrazione dei segnali accelerometrici per la determinazione delle storie temporali degli spostamenti.

Gli accelerometri sono tarati mediante un apposito dispositivo che fornisce un'accelerazione sinusoidale di frequenza e ampiezza costante: il segnale prodotto dall'accelerometro

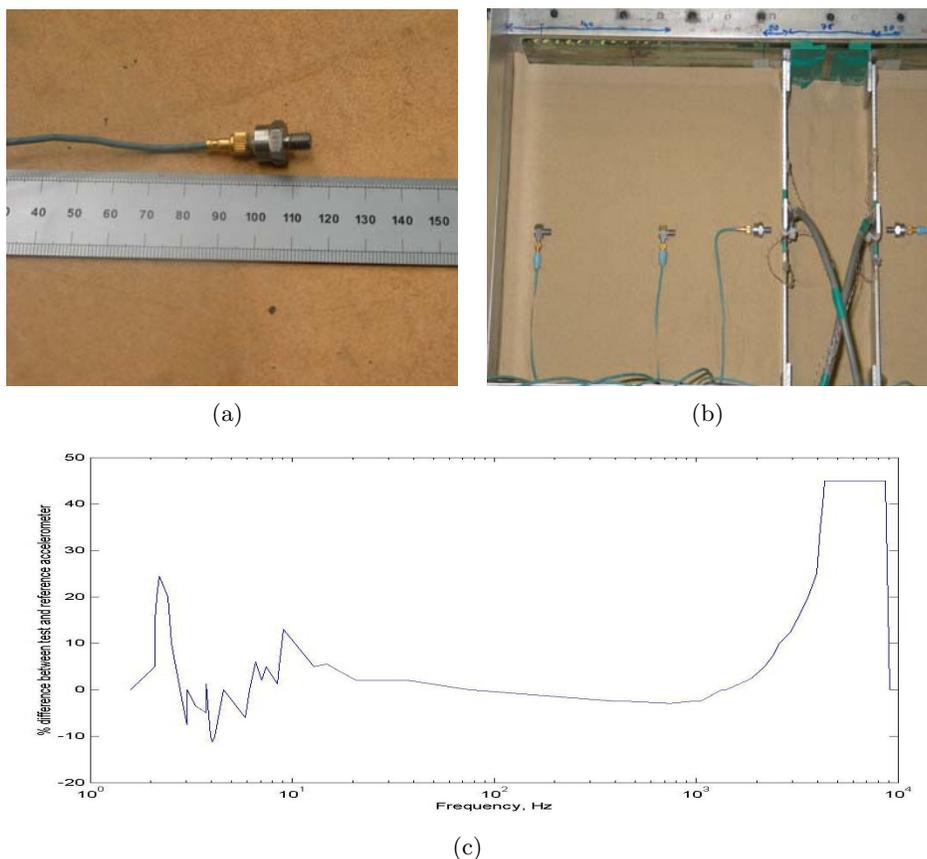


Figura 3.12: Accelerometri piezoelettrici miniaturizzati: (a) particolare; (b) posizionati all'interno del modello e (c) risposta in frequenze dei trasduttori

è registrato da un oscilloscopio, in modo tale da poter determinare la costante di taratura dello strumento. La procedura di taratura è eseguita prima di ogni prova.

3.7.2 Accelerometri MEMS

Le accelerazioni orizzontali e verticali in testa alle paratie sono misurate con accelerometri micro-elettro-meccanici (*Micro Electro Mechanical System*: MEMS) prodotti da Analog Devices (Fig. 3.13). Le dimensioni dei trasduttori sono $5.0 \text{ mm} \times 5 \text{ mm} \times 2 \text{ mm}$; la loro frequenza di risonanza è pari a 24 kHz e sono caratterizzati da un campo di linearità che si estende anche alle basse frequenze ($f \approx 10^{-1} \text{ Hz}$). Per la misurazione delle accelerazioni verticali sono stati adottati MEMS del tipo ADXL193, con un fondo scala di $\pm 120 g$, mentre per quelle orizzontali si sono utilizzati MEMS del tipo ADXL78, con un fondo scala di $\pm 35 g$. Gli strumenti sono in grado di misurare sia le accelerazioni dovute alle sollecitazioni dinamiche imposte durante la prova, sia le accelerazioni statiche dovute alla gravità e all'accelerazione centrifuga. Essi consentono quindi di determinare la rotazione subita dalle paratie a seguito dei terremoti, a partire dalla componente statica di accelerazione misurata dai trasduttori prima e dopo i transitori dinamici.

Le costanti di taratura adottate per i MEMS sono quelle fornite da Analog Devices.

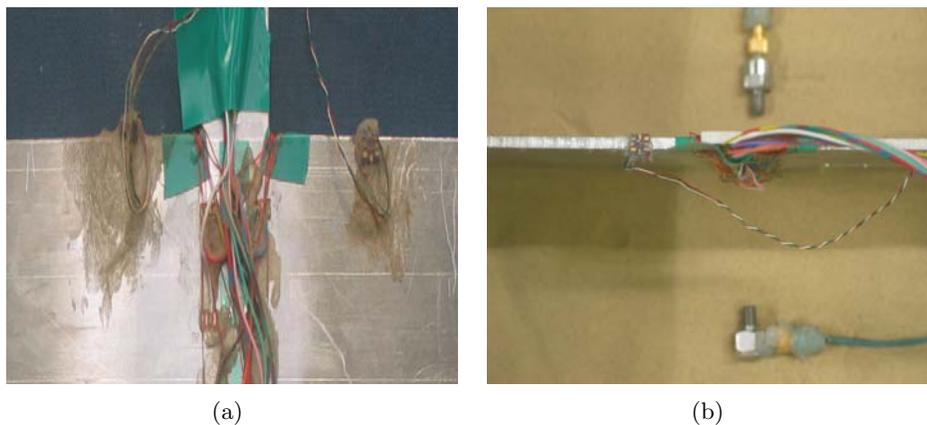


Figura 3.13: Accelerometri MEMS: (a) verticali e (b) orizzontali



Figura 3.14: Celle di carico miniaturizzate: particolare (a) e posizionamento all'interno di uno dei puntoni (b)

3.7.3 Celle di carico

Nei modelli di paratie vincolate, la forza assiale nei puntoni è misurata mediante due celle di carico miniaturizzate, tipo F259, prodotte da Novatech (Fig. 3.14a). Ogni trasduttore pesa circa 7 grammi, ha un diametro di 12.7 mm e un fondo scala pari a 1 kN. Le celle di carico sono posizionate nella sezione centrale dei puntoni, e ad essi avvitate in modo da ripristinare la continuità della sezione dei puntelli (Fig. 3.14b).

La taratura delle celle di carico è eseguita posizionando i trasduttori su un'apposita base e applicando loro una serie di pesi noti. Dalla correlazione tra i pesi applicati e i segnali prodotti dallo strumento, si determina immediatamente la costante di taratura della cella di carico. Tale procedura è eseguita prima di ogni prova.

3.7.4 Trasduttori di spostamento (LVDT)

Gli spostamenti orizzontali di alcuni punti delle paratie sono misurati con trasduttori LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*: LVDT), prodotti da Sangamo. Il fondo

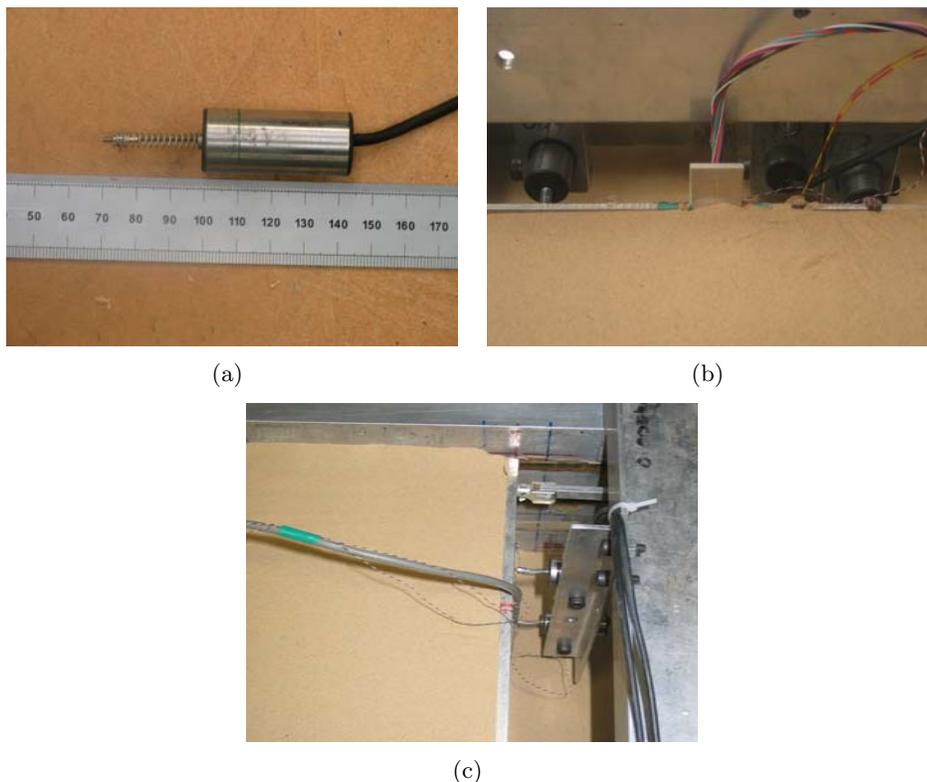


Figura 3.15: Trasduttori di spostamento (LVDT): (a) particolare; (b) montati su un modello di paratie a sbalzo e (c) su un modello di paratie vincolate

scala dei trasduttori è pari a ± 5 mm; poichè la loro risoluzione è dell'ordine dei millivolt (Bilotta e Taylor, 2005) e la tensione ad essi applicata nelle prove in centrifuga è pari a ± 5 V, la minima variazione di spostamento rilevata è dell'ordine di 10^{-3} mm. Nelle prove CW3 e PW4 l'astina del trasduttore è stata incollata alle paratie, mentre in tutte le altre prove è stata utilizzata una molla, come mostrato in Figura 3.15a. Il sistema di sostegno degli LVDT è costituito da una staffa posta longitudinalmente al di sopra del modello e fissata ai bordi del contenitore. Ad essa sono fissati i trasduttori mediante blocchi di alluminio di altezza variabile nelle prove su paratie a sbalzo (Fig. 3.15b), o un angolare metallico verticale nelle prove su paratie vincolate (Fig. 3.15c). La differente scelta del sistema di supporto è dovuta essenzialmente alla diversa profondità di scavo dei modelli.

La taratura degli LVDT è eseguita fissando il corpo del trasduttore e imponendo spostamenti noti al nucleo interno. Dalla correlazione tra i segnali prodotti dallo strumento e gli spostamenti imposti, misurati mediante un micrometro, si determina immediatamente la costante di taratura del LVDT. Tale procedura è eseguita prima di ogni prova.

3.7.5 Trasduttori di momento flettente

Il momento flettente nelle paratie è misurato mediante una serie di 6 trasduttori di momento flettente incollati lungo la sezione centrale delle piastre di alluminio (Fig. 3.16a).

Tabella 3.5: Posizione degli *strain gauge* (SG) nei modelli di paratie a sbalzo (CW) e vincolate (PW)

	distanza dalla testa delle paratie, [mm]					
	SG1	SG2	SG3	SG4	SG5	SG6
CW	5	21	37	53	68	85
PW	33	60	87	117	145	173

Ciascun trasduttore è costituito da 4 estensimetri (*strain gauge*) inseriti all'interno di un ponte di Wheatstone in modo da registrare le sole deformazioni flessionali della paratia. La Tabella 3.5 riassume la posizione degli *strain gauge* nei modelli di paratie a sbalzo e vincolate.

Nei primi esperimenti eseguiti, i cavi elettrici provenienti dagli *strain gauge* erano stati raccolti in una guaina plastica relativamente robusta (Fig. 3.16a). Per evitare che, nelle successive fasi di applicazione dell'accelerazione centrifuga, i cavi esercitassero una azione concentrata alla sommità delle paratie, essi erano stati fissati con nastro adesivo al contenitore o alla staffa di sostegno per gli LVDT. Tuttavia, il momento flettente misurato durante le fasi di accelerazione statica sembra indicare la presenza di un'azione concentrata in sommità, la cui intensità e direzione sono compatibili con la lunghezza libera del cavo e la direzione in cui esso è fissato al contenitore. Tale azione, particolarmente evidente nei modelli di paratie a sbalzo, sembra invece del tutto trascurabile nelle paratie vincolate, sia per il valore di accelerazione centrifuga in corrispondenza del quale le prove sono eseguite, sia a causa del vincolo agli spostamenti imposto dai puntoni alla testa delle paratie. È evidente, infatti, che l'azione esercitata dai cavi in corrispondenza della sommità delle paratie è legata sia alla rigidità relativa tra cavi e paratie, sia agli spostamenti subiti dalle paratie in corrispondenza dei cavi. Per ridurre l'influenza esercitata dai cavi elettrici degli *strain gauge* sul comportamento delle paratie, nella prova CW6 è stata rimossa la guaina plastica che raccoglie i cavi (Fig. 3.16b).

La taratura dei trasduttori di momento flettente è eseguita incastrando le paratie ad una estremità mediante morsetti e applicando all'altra estremità forze note, secondo due diverse condizioni di carico (Fig. 3.16c):

1. Carico uniformemente distribuito lungo la sezione trasversale della paratia. Il momento flettente agente in corrispondenza delle sezioni in cui sono stati posizionati gli *strain gauge* è calcolato in via teorica con riferimento allo schema di trave sottile incastrata.
2. Forza concentrata in corrispondenza dell'asse di simmetria delle piastre. Il momento flettente agente nella paratia è stato calcolato numericamente, modellando la piastra con un codice di calcolo agli elementi finiti (Abaqus 6.4). Si è deciso di realizzare un modello numerico per il calcolo del momento flettente, poichè la diffusione delle tensioni che si ha nella piastra per effetto del carico concentrato rende di difficile determinazione il reale stato di sollecitazione agente nelle sezioni di posizionamento

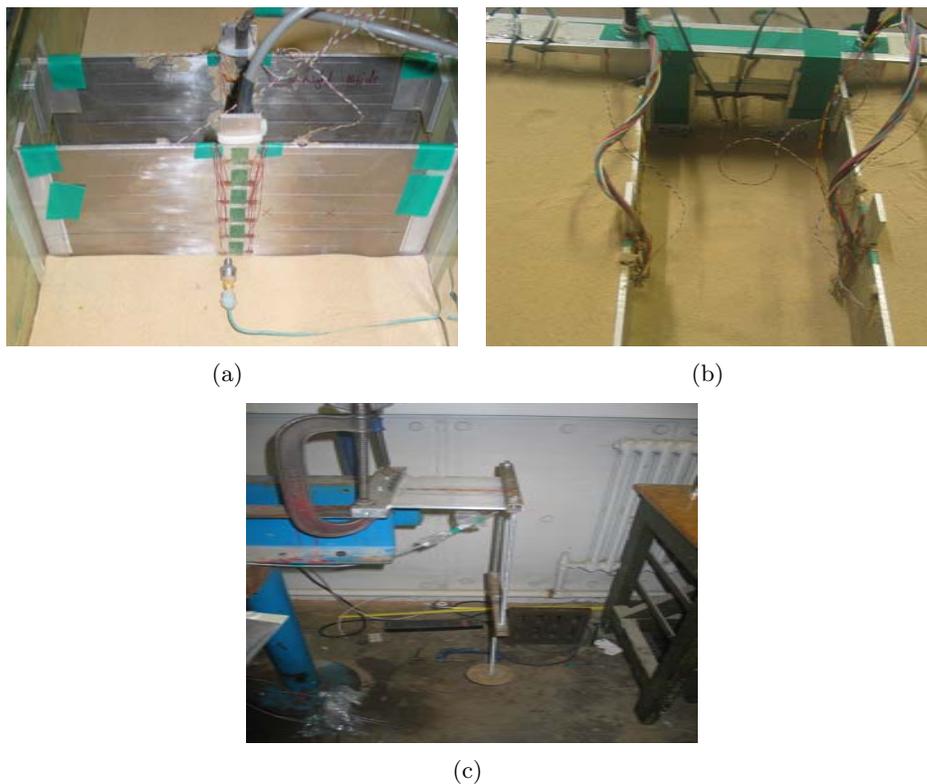


Figura 3.16: Trasduttori di momento flettente: cavi elettrici raccolti in una guaina plastica (a) o privi di protezione (b); (c) taratura degli *strain gauge*

degli *strain gauge*. La Figura 3.17 mostra la mesh adottata nelle analisi numeriche delle piastre utilizzate nelle prove a $80g$.

La costante di taratura dei trasduttori è quindi ricavata dalla relazione tra i momenti flettenti indotti nelle piastre, calcolati in via teorica o numerica, e i segnali prodotti dagli strumenti. I valori ottenuti per le costanti di taratura seguendo le due diverse procedure sono praticamente coincidenti.

3.7.6 Sistema di acquisizione dati

L'acquisizione dei segnali che provengono dai trasduttori avviene attraverso il software CDAQS (*Centrifuge Data Acquisition System*), in grado di minimizzare il rumore derivato dall'interferenza elettrica del sistema di attuazione (SAM). Il sistema di acquisizione è dotato di 32 canali, dei quali 16 riservati al segnale che proviene dagli accelerometri piezoelettrici e 16 ai segnali che provengono dagli *strain gauge*, dagli accelerometri MEMS, dagli LVDT e dalle celle di carico. La frequenza di campionamento del segnale è di 4Hz durante la fase statica di volata e di 4kHz durante l'applicazione degli eventi sismici. La risoluzione di campionamento è di 16 bit.

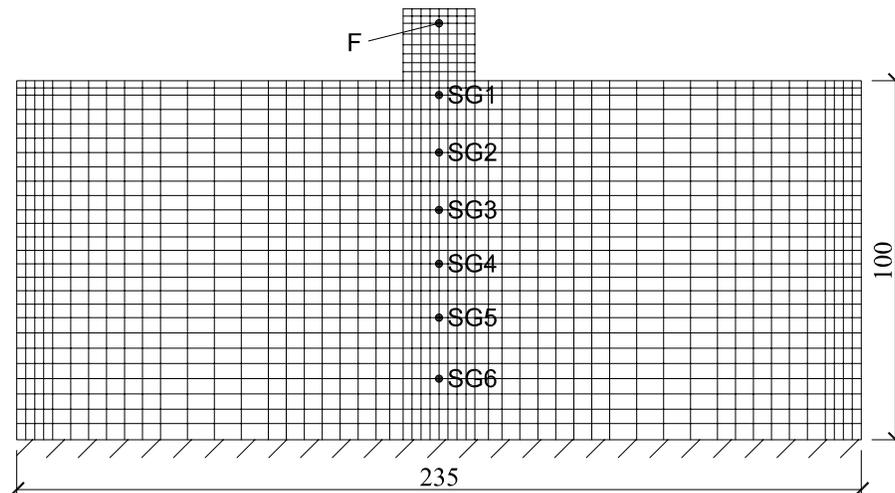


Figura 3.17: Taratura degli *strain gauge*, forza concentrata: *mesh* per la modellazione agli elementi finiti delle condizioni di carico realizzate nelle paratie a sbalzo durante la taratura dei trasduttori

3.8 Procedura sperimentale

3.8.1 Preparazione del modello

La deposizione della sabbia all'interno del contenitore è effettuata mediante una tramoggia, nel caso di modelli di sabbia sciolta, o una tramoggia automatica per i modelli in sabbia densa (Madabhushi *et al.*, 2006). In entrambi i casi, la densità relativa è controllata dall'altezza di caduta e dal diametro dell'apertura del foro all'estremità del contenitore di sabbia, che devono essere preliminarmente tarati (Zhao *et al.*, 2006). Durante la deposizione vengono disposti nel modello gli accelerometri, alle quote prestabilite e lungo la sezione centrale del contenitore, fissando i cavi ai bordi laterali della scatola con nastro adesivo. Nei primi 4 modelli realizzati (CW2, CW4, CW3 e PW4), la sabbia è stata deposta fino ad una quota di 20 mm al disotto del fondo scavo e le paratie infisse nel modello, alla distanza prevista. Nelle altre prove (PW2, CW5, CW1, PW1 e CW6), per ridurre l'addensamento della sabbia in prossimità delle paratie, queste sono state posizionate infiggendo solo 10 mm nello strato già depositato.

Tra le paratie e le pareti laterali del contenitore è mantenuto un piccolo lasco per permettere alle paratie di spostarsi nella direzione dell'accelerazione sismica imposta, senza attrito con le pareti laterali della scatola. Per evitare che la sabbia fuoriesca da questa intercapedine durante la prova, si sono adoperati due diversi accorgimenti. Nelle prime prove su paratie a sbalzo (CW2, CW3 e CW4), si sono incollati alla parete laterale della scatola e alla paratia, dal lato esterno allo scavo, quattro angolari di gomma che si estendono fino a 70 mm dalla sommità della paratia (Fig. 3.18a). Nelle prove successive (CW1, CW5, CW6 e tutte le prove PW), per limitare l'effetto irrigidente esercitato dagli angolari di gomma, si è preferito utilizzare fogli di plastica ripiegati a fisarmonica, incollati alle pareti del contenitore e alla paratia sempre dal lato esterno dello scavo, che si

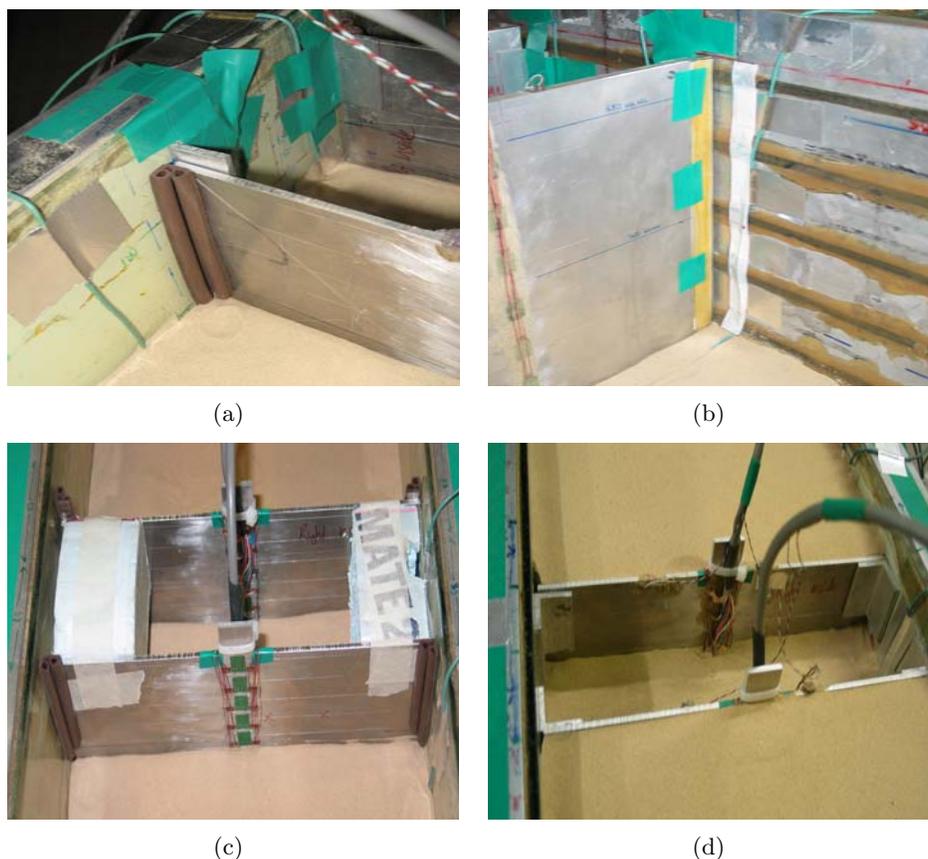


Figura 3.18: Preparazione del modello: angolari di gomma (a) e fogli di plastica (b) utilizzati per impedire che la sabbia fuoriesca dall'intercapedine tra paratia e superficie laterale del contenitore; blocchi di polistirolo espanso (c) e angolari metallici (d) per il sostegno delle paratie durante il completamento del modello

estendono fino a 90 mm dalla sommità della paratia per i modelli piccoli (CW), e fino a 190 mm nei modelli più grandi (PW) (Fig. 3.18b). Questo ha comportato la ripetizione di alcune prove su paratie a sbalzo, rispetto al programma inizialmente previsto. Durante le successive fasi di deposizione della sabbia, per evitare spostamenti orizzontali delle paratie, queste sono state sostenute dal lato interno utilizzando blocchi di polistirolo espanso (prova CW2) o angolari metallici fissati al contenitore (tutte le altre prove CW e prove PW), come mostrato nelle Figure 3.18c e 3.18d.

Dopo il posizionamento dell'ultima fila di accelerometri piezoelettrici a 20 mm dal piano campagna, nei modelli di paratie vincolate vengono inseriti i due puntoni. Al termine della fase di deposizione, il piano campagna viene livellato, prestando attenzione a non produrre addensamenti in prossimità della superficie, la sabbia in eccesso contenuta tra le paratie viene rimossa con un aspirapolvere fino al fondo dello scavo, e la staffa di supporto per gli LVDT viene fissata al telaio superiore del contenitore ESB. Il modello viene quindi pesato, in modo da poter calcolare la densità relativa dello strato di sabbia depositato, e infine montato su uno dei bracci della centrifuga insieme all'attuatore dinamico e al contrappeso posto all'altra estremità. I cavi elettrici dei trasduttori vengono quindi connessi a due

centraline poste sulla centrifuga e si verifica il corretto funzionamento della strumentazione. Viene misurata la quota del piano campagna a partire dalla superficie del contenitore, lungo alcune sezioni del modello. Infine sono rimossi i supporti di sostegno per le paratie.

Il valore della densità relativa della sabbia, previsto sulla base della taratura delle tramogge, è calcolato prima e dopo l'esecuzione della prova, a partire dal peso del modello e dal volume dello strato di sabbia al suo interno. È necessario osservare, tuttavia, che è molto difficile ottenere una distribuzione uniforme della densità relativa; i valori calcolati, quindi, corrispondono al valore medio di D_R all'interno dello strato di sabbia. Come già osservato, una possibile causa di addensamento della sabbia, in prossimità del piede delle paratie, è data dalla procedura adottata per l'infissione delle piastre di alluminio all'interno del modello. Inoltre, la presenza delle paratie durante le successive fasi di deposizione determina uno stato di addensamento più sciolto nelle zone di sabbia ad esse adiacenti; questo effetto è particolarmente evidente nelle prove realizzate a 80 g, tra le paratie, a causa delle dimensioni ridotte della larghezza dello scavo e della eventuale presenza dei cavi di supporto degli *strain gauge* (vedi Fig. 3.16a). Infine, anche l'utilizzo di un aspirapolvere per rimuovere la sabbia in eccesso tra le paratie determina, inevitabilmente, uno stato di addensamento più sciolto del terreno posto a fondo scavo. Sebbene sia difficile valutare compiutamente tutti questi fattori, è necessario tenere presente, nella successiva analisi e interpretazione dei dati sperimentali, delle possibili disuniformità dello stato di addensamento della sabbia all'interno dei modelli.

3.8.2 Esecuzione della prova

All'avvio della prova la centrifuga viene accelerata in incrementi di 10 g fino a raggiungere l'accelerazione richiesta di 80 g (paratie a sbalzo, CW) o 40 g (paratie vincolate, PW). Una volta raggiunta tale accelerazione viene imposto il primo evento sismico alla base del modello. Per ciascuna prova sono stati generati 5 terremoti di diversa ampiezza e frequenza. I segnali che provengono dai trasduttori inseriti nel modello vengono registrati in un file di testo per ciascuna fase di accelerazione statica e ciascun evento sismico. Ad ogni modo, al termine di ogni fase viene presa nota delle letture degli *strain gauge*, degli LVDT e dei trasduttori MEMS. Durante l'intera prova il modello è controllato attraverso una videocamera montata sulla centrifuga.

Al termine della prova vengono esaminate le condizioni del modello e viene nuovamente misurata la quota del piano campagna a partire dalla superficie del contenitore, al fine di avere una stima dei cedimenti indotti dalla sequenza di eventi sismici. Il modello viene quindi smontato dalla centrifuga e svuotato.

3.9 Descrizione dei modelli

Nel seguito si riportano i dettagli geometrici dei 9 modelli realizzati e le caratteristiche degli eventi sismici applicati. Ulteriori dettagli sono forniti nei rapporti delle singole

Tabella 3.6: Cronigramma prove e cronigramma soluzioni

data	operazioni
set-07	<i>soluzioni per la preparazione di modelli:</i> sostegno delle paratie con blocchi di polistirolo espanso; protezione dell'intercapedine tra paratie e bordi del contenitore con angolari di gomma; deposizione della sabbia fino a 20 mm dal fondo scavo e successiva infissione delle paratie; protezione dei cavi degli <i>strain gauge</i> con guaina plastica esecuzione prova CW2
ott-07	<i>soluzioni per la preparazione di modelli:</i> sostegno delle paratie con angolari metallici esecuzione prova CW4
nov-07	<i>soluzioni per la preparazione di modelli:</i> utilizzo di LVDT, incollando il nucleo alle paratie esecuzione prova CW3
dic-07	<i>soluzioni per la preparazione di modelli:</i> protezione dell'intercapedine tra paratie e bordi del contenitore con fogli di plastica a fisarmonica esecuzione prova PW4
feb-08	<i>soluzioni per la preparazione di modelli:</i> deposizione della sabbia fino a 20 mm dal piede delle paratie e successiva infissione delle paratie; utilizzo di una molla per garantire l'adesione tra il nucleo degli LVDT e le paratie durante gli eventi sismici esecuzione prova PW2
apr-08	esecuzione prova CW1 esecuzione prova CW5
mag-08	esecuzione prova PW1
nov-08	<i>soluzioni per la preparazione di modelli:</i> rimozione della guaina plastica dai cavi degli <i>strain gauge</i> esecuzione prova CW6

prove (Conti e Madabhushi, 2007a, b, c, d e 2008 e, f, g, h, i). La Tabella 3.6, che mostra il calendario delle prove eseguite a Cambridge, fornisce un'idea di quando, e per quali modelli, sono state adottate particolari soluzioni o sono stati introdotti alcuni degli strumenti di misura utilizzati.

Prova CW1

La prova CW1 è stata eseguita su un modello di sabbia densa e coppia di paratie a sbalzo. La Figura 3.19 riporta uno schema del modello e la posizione dei trasduttori. Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 15.80 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.68$ o a una densità relativa $D_r = 84\%$. Durante questa prova sono stati usati 32 trasduttori: 16 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 2 LVDT posizionati sulla paratia sinistra, rispettivamente a 9 mm dalla testa della paratia e 55 mm

dal bordo anteriore del contenitore (LV1) e 20 mm dalla testa della paratia e 55 mm dal bordo posteriore (LV2); 12 *strain gauge* e 2 accelerometri MEMS (6 *strain gauge* e 1 MEMS orizzontale in sommità, per ciascuna paratia).

Il modello è stato sottoposto a cinque eventi sismici di intensità e frequenza variabile. La durata di ciascun evento è pari a 0.4 s alla scala del modello. Tutte le caratteristiche degli eventi sono riportate nella Tabella 3.7.

Tabella 3.7: Prova CW1. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	40	6.4	0.4	0.500	0.08	32
EQ2	60	13.6	0.4	0.750	0.17	32
EQ3	50	8.0	0.4	0.625	0.10	32
EQ4	60	14.4	0.4	0.750	0.18	32
EQ5	50	13.6	0.4	0.625	0.17	32

Prova CW2

La prova CW2 è stata eseguita su un modello di sabbia sciolta e coppia di paratie a sbalzo. La Figura 3.20 riporta uno schema del modello e la posizione dei trasduttori. Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 14.72 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.80$ o a una densità relativa $D_r = 53\%$. Durante questa prova sono stati usati 28 trasduttori: 12 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 12 *strain gauge* e 4 accelerometri MEMS (6 *strain gauge*, 1 MEMS orizzontale e 1 MEMS verticale in sommità, per ciascuna paratia).

Il modello è stato sottoposto a cinque eventi sismici di intensità crescente e frequenza variabile. La durata di ciascun evento è pari a 0.4 s alla scala del modello. Tutte le caratteristiche degli eventi sono riportate nella Tabella 3.8.

Tabella 3.8: Prova CW2. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	30	4.3	0.4	0.375	0.05	32
EQ2	40	5.6	0.4	0.500	0.07	32
EQ3	50	10.4	0.4	0.625	0.13	32
EQ4	60	12.0	0.4	0.750	0.15	32
EQ5	50	11.2	0.4	0.625	0.14	32

Prova CW3

La prova CW3 è stata eseguita su un modello con sabbia densa e coppia di paratie a sbalzo. La Figura 3.21 riporta uno schema del modello e la posizione dei trasduttori. Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 15.41 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.72$ o a una densità relativa $D_r = 73\%$. Durante questa prova sono stati usati 31 trasduttori: 15 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 10 *strain gauge*, di cui 6 sulla paratia sinistra e 4 su quella destra (SG1, SG4, SG5, SG6); 5 MEMS, di cui 2 sulla paratia destra, 1 verticale e 1 orizzontale, 2 sulla paratia sinistra, di nuovo 1 orizzontale ed 1 verticale, tutti posti in sommità, e 1 collocato esternamente al contenitore ESB, in direzione orizzontale; 1 LVDT sulla paratia sinistra, disposto a 6 mm dalla sommità e 58 mm dalla parete laterale. I trasduttori M3 e A9 non hanno funzionato.

Sebbene il programma sperimentale prevedesse che il modello fosse sottoposto a cinque eventi sismici, i dati del quarto terremoto (EQ4lost) sono andati persi durante la prova. E' stato quindi necessario ripetere l'evento, per un totale di 6 terremoti di intensità e frequenza variabile e durata pari a 0.4s alla scala del modello. Tutte le caratteristiche degli eventi sono riportate nella Tabella 3.9.

Tabella 3.9: Prova CW3. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	40	5.6	0.4	0.500	0.07	32
EQ2	60	12.8	0.4	0.750	0.16	32
EQ3	50	8.8	0.4	0.625	0.11	32
EQ4lost	60	-	0.4	0.750	-	32
EQ4	60	12.8	0.4	0.750	0.16	32
EQ5	50	10.4	0.4	0.625	0.13	32

Prova CW4

La prova CW4 è stata eseguita su un modello con sabbia sciolta e coppia di paratie a sbalzo. La Figura 3.22 riporta uno schema del modello e la posizione dei trasduttori. Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 14.76 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.79$ o a una densità relativa $D_r = 55\%$. Durante questa prova sono stati usati 31 trasduttori: 15 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 12 *strain gauge*, di cui 6 per ciascuna paratia; e 4 accelerometri MEMS, di cui 2 in sommità alla paratia destra, uno verticale ed uno orizzontale, e 2 in sommità alla paratia sinistra, nuovamente uno orizzontale ed uno verticale.

Sebbene il programma sperimentale prevedesse che il modello fosse sottoposto a cinque eventi sismici, i dati del quarto terremoto (EQ4lost) sono andati persi durante la prova.

E' stato quindi necessario ripetere l'evento, per un totale di 6 terremoti di intensità e frequenza variabile. Ciascun evento sarebbe dovuto durare circa 0.4s con un numero variabile di cicli approssimativamente sinusoidali, ma gli eventi EQ4 and EQ5 hanno avuto una durata maggiore (circa 0.6s) a causa di un problema con la frizione idraulica. Le caratteristiche degli eventi sono riportate nella Tabella 3.10.

Tabella 3.10: Prova CW4. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	30	5.7	0.4	0.375	0.07	32
EQ2	40	5.3	0.4	0.500	0.07	32
EQ3	50	9.6	0.4	0.625	0.12	32
EQ4lost	60	-	-	0.750	-	-
EQ4	60	12.0	0.6	0.750	0.15	48
EQ5	50	12.8	0.6	0.625	0.16	48

Prova CW5

La prova CW5 è stata eseguita su un modello con sabbia sciolta e coppia di paratie a sbalzo. La Figura 3.23 riporta uno schema del modello e la posizione dei trasduttori. Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 14.56 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.82$ o a una densità relativa $D_r = 49\%$. Durante questa prova sono stati usati 32 trasduttori: 16 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 2 LVDT posizionati sulla paratia destra, rispettivamente a 9 mm dalla testa della paratia e 55 mm dal bordo anteriore del contenitore (LV1) e 20 mm dalla testa della paratia e 55 mm dal bordo posteriore (LV2); 12 *strain gauge* e 2 accelerometri MEMS (6 *strain gauge* e 1 MEMS orizzontale in sommità, per ciascuna paratia). Il trasduttore A7 non ha funzionato.

Tabella 3.11: Prova CW5. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	40	7.2	0.4	0.500	0.09	32
EQ2	60	12.8	0.4	0.750	0.16	32
EQ3	50	8.8	0.4	0.625	0.11	32
EQ4	60	15.2	0.4	0.750	0.19	32
EQ5	50	12.8	0.4	0.625	0.16	32

Il modello è stato sottoposto a cinque eventi sismici di intensità e frequenza variabili. La durata di ciascun evento è pari a 0.4s alla scala del modello. Tutte le caratteristiche

degli eventi sono riportate nella Tabella 3.11.

Prova CW6

La prova CW6 è stata eseguita su un modello con sabbia densa e coppia di paratie a sbalzo. La Figura 3.24 riporta uno schema del modello e la posizione della strumentazione. Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 15.26 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.74$ o a una densità relativa $D_r = 69\%$. Durante questa prova sono stati usati 32 trasduttori: 16 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 3 LVDT, di cui due posizionati sulla paratia destra, rispettivamente a 11 mm dalla testa della paratia e 55 mm dal bordo anteriore del contenitore (LV1) e 18 mm dalla testa della testa e 55 mm dal bordo posteriore (LV2), e uno posizionato sulla paratia sinistra, a 16 mm dalla testa e 55 mm dal bordo anteriore (LV3); 11 *strain gauge*, di cui 6 sulla paratia destra e 5 su quella sinistra (SG2, SG3, SG4, SG5, SG6); e 2 accelerometri MEMS (1 MEMS orizzontale in sommità per ciascuna paratia).

Il modello è stato sottoposto a cinque eventi sismici di intensità e frequenza variabili. La durata di ciascun evento è pari a 0.4 s alla scala del modello. Tutte le caratteristiche degli eventi sono riportate nella Tabella 3.12.

Tabella 3.12: Prova CW6. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	40	4.8	0.4	0.500	0.06	32
EQ2	60	8.8	0.4	0.750	0.11	32
EQ3	50	8.8	0.4	0.625	0.11	32
EQ4	60	13.6	0.4	0.750	0.17	32
EQ5	50	15.2	0.4	0.625	0.19	32

Prova PW1

La prova PW1 è stata eseguita su modello di coppia di paratie vincolate in testa, in sabbia densa. La Figura 3.25 riporta lo schema del modello e la posizione della strumentazione. Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 15.56 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.70$ o a una densità relativa $D_r = 78\%$. Durante questa prova sono stati usati 31 trasduttori: 15 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 2 LVDT posizionati sulla paratia destra, a 20 mm e 100 mm dalla testa e 97 mm dal bordo anteriore del contenitore; 11 *strain gauge*, di cui 6 sulla paratia destra e 5 su quella sinistra (SG2, SG3, SG4, SG5, SG6); 1 accelerometro MEMS (M4), posto in direzione orizzontale sulla paratia destra a 150 mm dalla testa; 2 celle di carico nei puntoni. Il trasduttore M3 non ha funzionato.

Il modello è stato sottoposto a cinque eventi sismici di intensità e frequenza variabili. La durata di ciascun evento è pari a 0.4s alla scala del modello. Tutte le caratteristiche degli eventi sono riportate nella Tabella 3.13.

Tabella 3.13: Prova PW1. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	40	9.2	0.4	1.00	0.23	16
EQ2	60	14.4	0.4	1.50	0.36	16
EQ3	50	15.2	0.4	1.25	0.38	16
EQ4	60	16.8	0.4	1.50	0.42	16
EQ5	50	19.2	0.4	1.25	0.48	16

Prova PW2

La prova PW2 è stata eseguita su modello di coppia di paratie vincolate in testa, in sabbia sciolta. La Figura 3.26 riporta lo schema del modello e la posizione della strumentazione. Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 14.37 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.84$ o a una densità relativa $D_r = 42\%$. Durante questa prova sono stati usati 31 trasduttori: 15 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 2 LVDT posizionati sulla paratia destra, a 20 mm e 100 mm dalla testa e 97 mm dal bordo anteriore del contenitore; 12 *strain gauge*, di cui 6 per ciascuna paratia; 2 celle di carico nei puntoni.

Il modello è stato sottoposto a cinque eventi sismici di intensità crescente e frequenza variabile. La durata di ciascun evento è pari a 0.4s alla scala del modello. Tutte le caratteristiche degli eventi sono riportate nella Tabella 3.14.

Tabella 3.14: Prova PW2. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	40	8.4	0.4	1.00	0.21	16
EQ2	60	12.0	0.4	1.50	0.30	16
EQ3	50	14.4	0.4	1.25	0.36	16
EQ4	60	14.0	0.4	1.50	0.35	16
EQ5	50	16.4	0.4	1.25	0.41	16

Prova PW4

La prova PW4 è stata eseguita su modello di coppia di paratie vincolate in testa, in sabbia sciolta. La Figura 3.27 riporta lo schema del modello e la posizione della strumentazione.

Il terreno utilizzato ha un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 14.42 \text{ kN/m}^3$, che corrisponde a un indice dei vuoti $e = 0.84$ o a una densità relativa $D_r = 44\%$. Durante questa prova sono stati usati 31 trasduttori: 15 accelerometri piezoelettrici miniaturizzati; 8 *strain gauge*, di cui 6 sulla paratia destra e 2 su quella sinistra (SG1 e SG5); 4 accelerometri MEMS, di cui 2 alla sommità della paratia destra (M2 e M4), uno verticale ed uno orizzontale, 1 orizzontale alla sommità della paratia sinistra (M3), ed 1 posto esternamente al contenitore ESB in direzione orizzontale (M5); 2 LVDT posizionati sulla paratia destra, a 20 mm e 100 mm dalla testa e 97 mm dal bordo anteriore del contenitore; 2 celle di carico nei puntoni. I trasduttori A9 e M5 non hanno funzionato e, inoltre, dopo il primo terremoto entrambi gli LVDT si sono staccati dalla paratia.

Sebbene il programma sperimentale prevedesse che ciascun modello fosse sottoposto a cinque eventi sismici, anche in questo caso i dati del quarto evento (EQ4lost) sono andati persi durante la prova. E' stato quindi necessario ripetere l'evento, per un totale di 6 terremoti di intensità crescente e frequenza variabile, e durata pari a 0.4 s alla scala del modello. Tutte le caratteristiche degli eventi sono riportate nella Tabella 3.15.

Al termine della prova, l'accelerometro MEMS M5 è stato sostituito e il modello è stato sottoposto ad un altro evento sismico, applicato sempre in corrispondenza di un'accelerazione centrifuga di 40 g, al solo scopo di verificare la costante di taratura dei MEMS orizzontali (vedi paragrafo 3.7.2).

Tabella 3.15: Prova PW4. Sequenza e caratteristiche dei segnali di ingresso

Terremoto	scala del modello			scala del prototipo		
	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]	f [Hz]	a_{\max} [g]	durata [s]
EQ1	40	8.8	0.4	1.00	0.22	16
EQ2	60	12.4	0.4	1.50	0.31	16
EQ3	50	14.8	0.4	1.25	0.37	16
EQ4lost	60	-	0.4	1.50	-	16
EQ4	60	15.6	0.4	1.50	0.39	16
EQ5	50	18.0	0.4	1.25	0.45	16

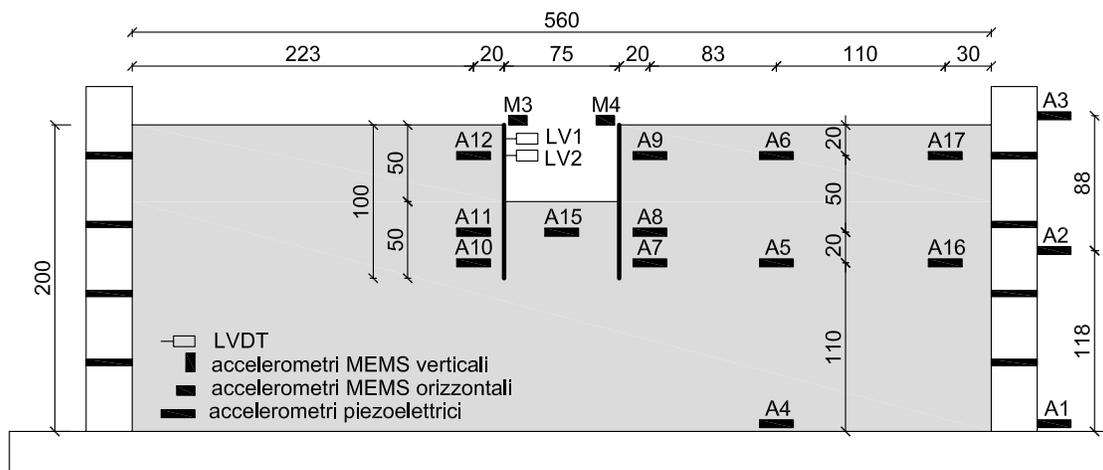


Figura 3.19: Prova CW1: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

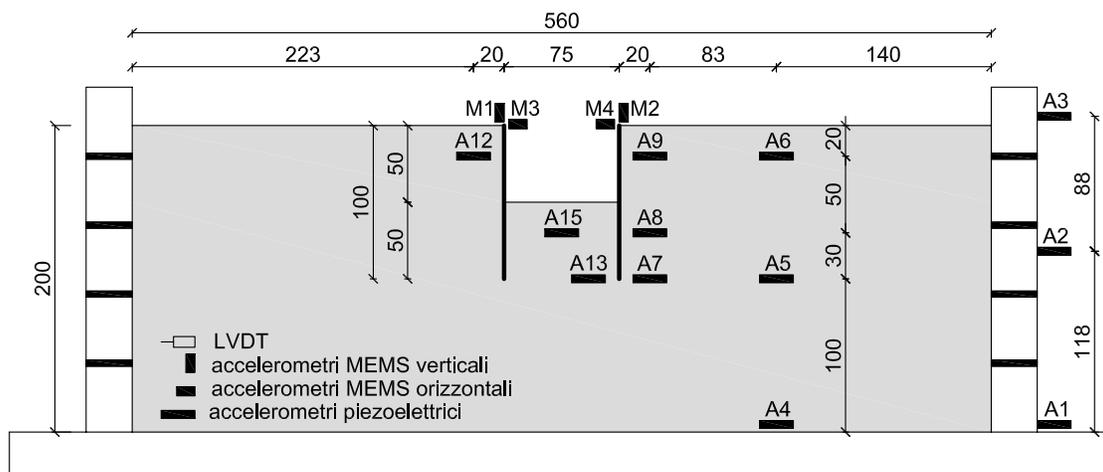


Figura 3.20: Prova CW2: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

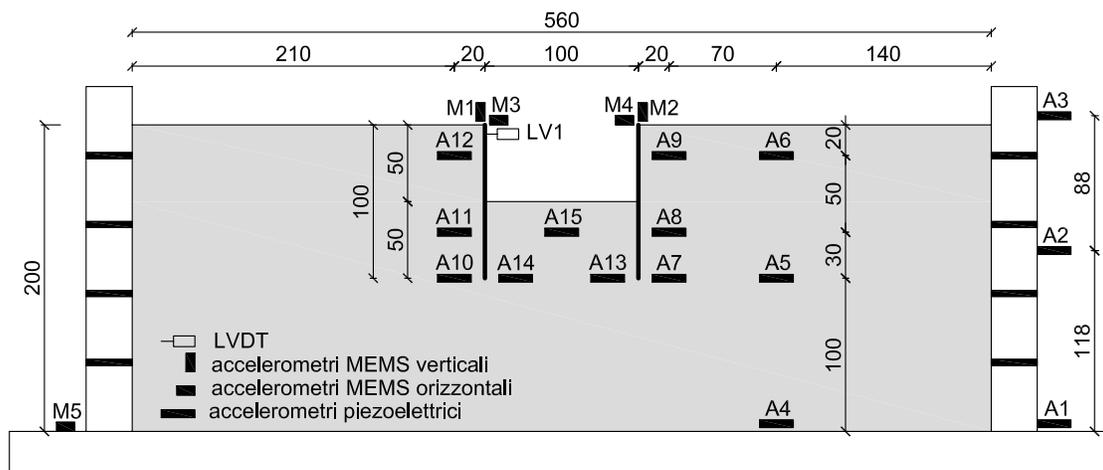


Figura 3.21: Prova CW3: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

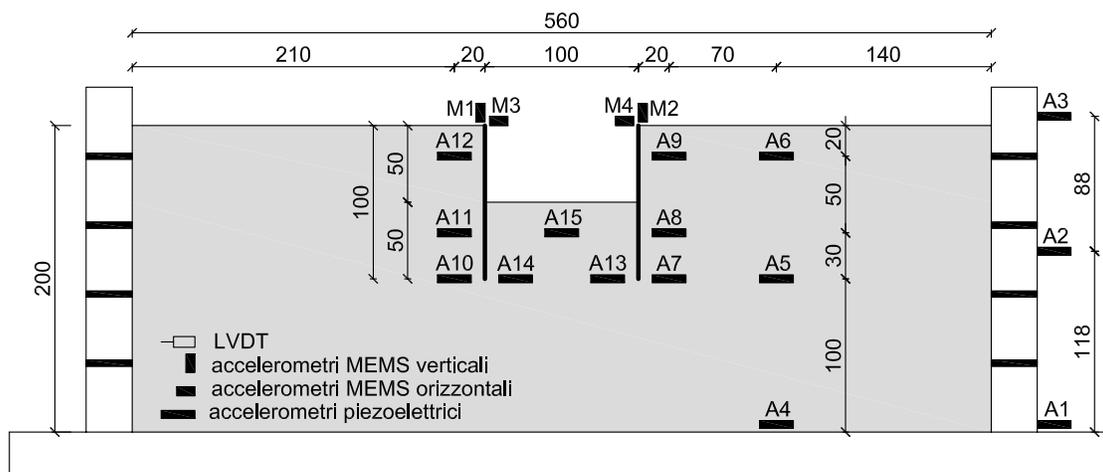


Figura 3.22: Prova CW4: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

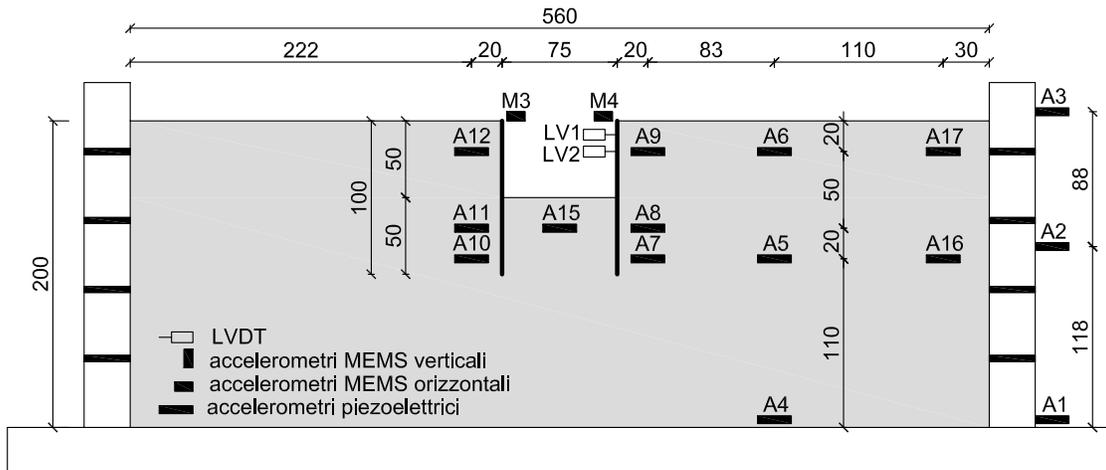


Figura 3.23: Prova CW5: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

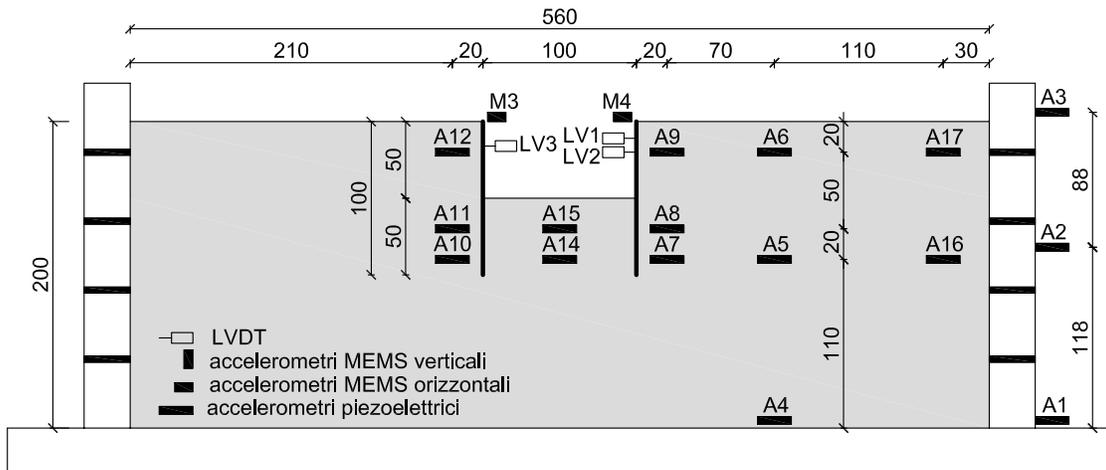


Figura 3.24: Prova CW6: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

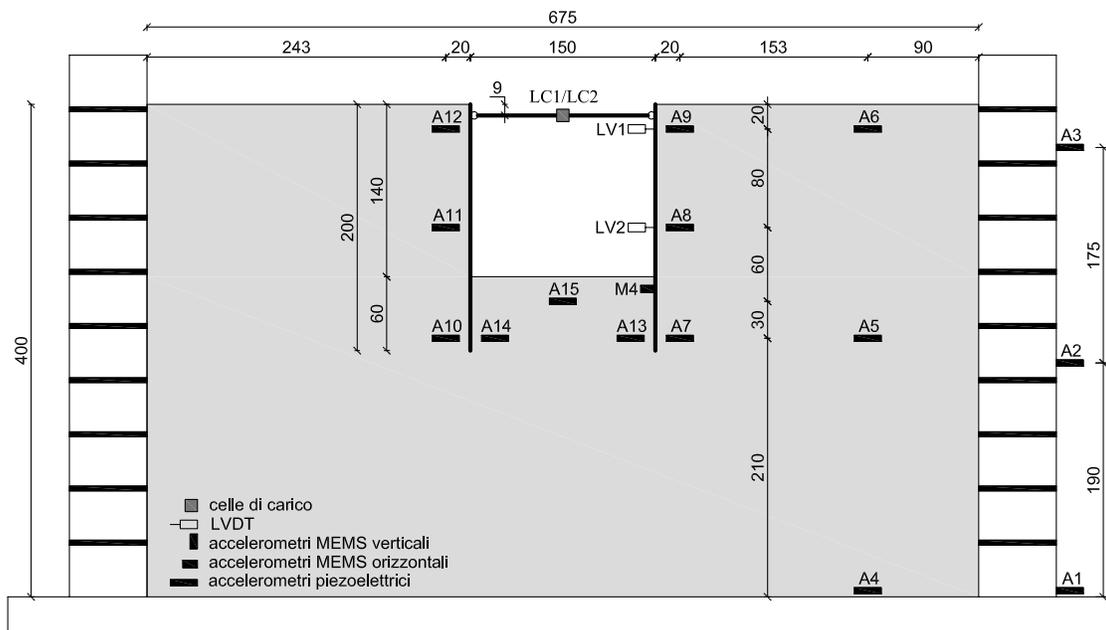


Figura 3.25: Prova PW1: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

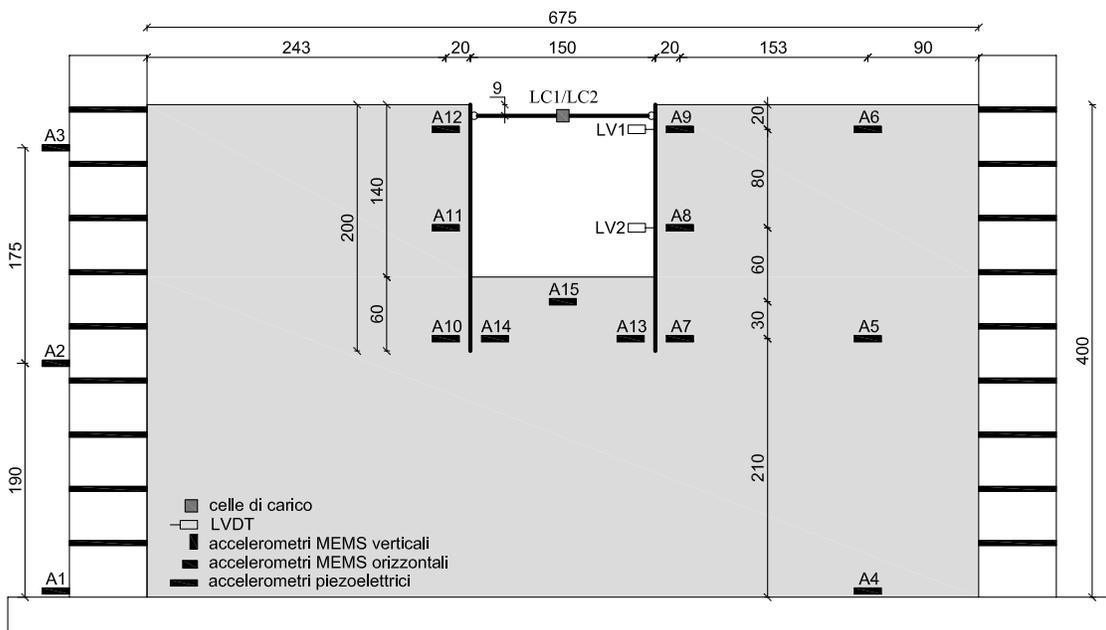


Figura 3.26: Prova PW2: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

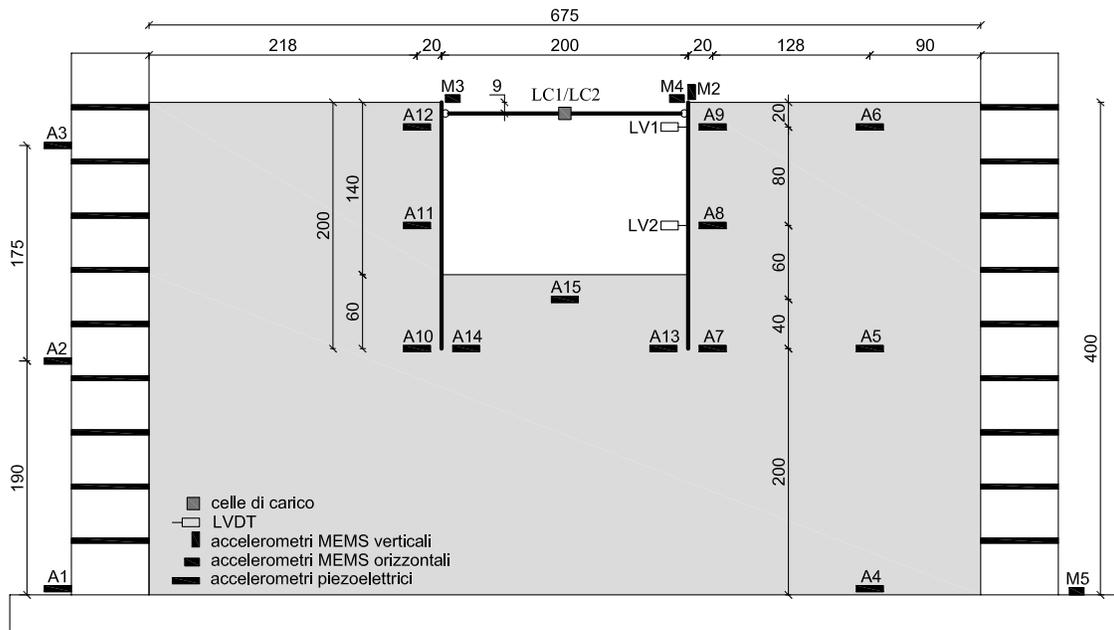


Figura 3.27: Prova PW4: schema del modello e posizione della strumentazione (scala del modello). Unità di misura: [mm]

CAPITOLO 4

ELABORAZIONE E INTERPRETAZIONE DEI DATI SPERIMENTALI

4.1 Premessa

In questo capitolo sono mostrati i risultati ottenuti dall'elaborazione delle 9 prove in centrifuga eseguite a Cambridge su modelli di coppie di paratie a sbalzo e vincolate. Poichè i dati relativi alle prove sono molti, si è ritenuto opportuno focalizzare l'attenzione solo su quegli aspetti, emersi dalla modellazione fisica, ritenuti di maggiore interesse per l'analisi del comportamento di opere di sostegno flessibili sottoposte a sollecitazioni dinamiche.

Nella prima parte del capitolo sono mostrati alcuni aspetti o fenomeni comuni a tutte le prove, quali ad esempio i fenomeni di amplificazione sismica all'interno del banco di sabbia, mentre nell'ultima parte sono discusse più in dettaglio 4 delle prove realizzate. Sono state scelte due prove per ogni tipologia di struttura modellata (paratie a sbalzo e vincolate), una realizzata su sabbia densa e una su sabbia sciolta, poichè lo stato di addensamento del terreno è uno degli aspetti che maggiormente influenzano il comportamento dell'opera in condizioni sismiche.

I risultati mostrati nel seguito sono riportati, tranne che dove specificato, alla scala del prototipo. I segnali dei trasduttori sono stati tutti filtrati con un filtro passa-basso, con frequenza di cut-off pari a 480 Hz alla scala del modello, corrispondente, alla scala del prototipo a 6 Hz per i modelli su coppie di paratie a sbalzo e 12 Hz per i modelli su coppie di paratie vincolate. Sono di seguito mostrate, inoltre, le procedure adottate per l'elaborazione dei segnali registrati da alcuni dei trasduttori utilizzati nelle prove.

4.2 Elaborazione dei segnali

4.2.1 LVDT: spostamenti delle paratie

Nel paragrafo 3.7.4 sono stati mostrati i trasduttori di spostamento utilizzati nelle prove in centrifuga insieme al rispettivo sistema di sostegno, costituito da blocchetti di alluminio

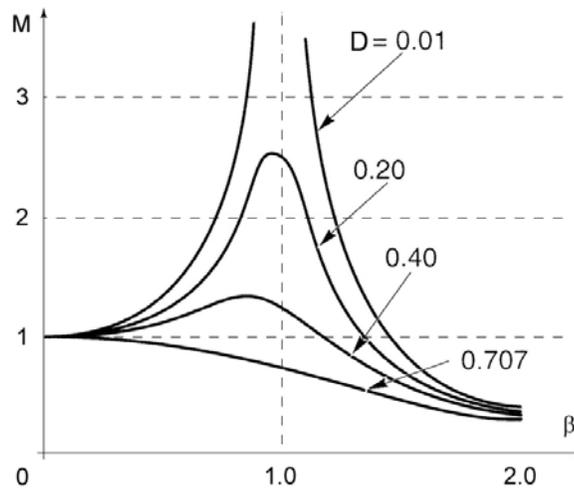


Figura 4.1: Oscillatore semplice smorzato: variazione del fattore di amplificazione con il fattore di smorzamento, D , e il rapporto β tra la frequenza di vibrazione del segnale di ingresso e quella naturale del sistema

di altezza variabile nelle prove su paratie a sbalzo e da un angolare metallico verticale in quelle su paratie vincolate.

Nella fase statica di volata, durante la quale il modello è accelerato fino a raggiungere il livello richiesto di accelerazione centrifuga, i trasduttori misurano gli spostamenti orizzontali delle paratie rispetto al telaio superiore del contenitore, cui il supporto è fissato. Al contrario, come osservato da diversi autori (Boulangier *et al.*, 2005; Kutter e Balakrishnan, 1998; Whitman e Ting, 1993), durante l'applicazione dei terremoti il segnale dei trasduttori è dato dalla combinazione tra lo spostamento delle paratie e le oscillazioni elastiche del sistema di sostegno, entrambi relativi al telaio superiore del contenitore.

In analogia a quanto avviene per un oscillatore semplice smorzato soggetto ad una forzante variabile nel tempo, la componente elastica associata al sistema di sostegno può essere espressa mediante il fattore di amplificazione, M , definito come il rapporto tra il massimo spostamento del sistema (oscillatore) e dell'ultimo telaio del contenitore (forzante). Il fattore di amplificazione dipende sia dal fattore di smorzamento, D , proprio del supporto, sia dal rapporto $\beta = f_{\text{inp}}/f_0$ tra la frequenza nominale del segnale di ingresso, f_{inp} , e la frequenza naturale di vibrazione propria del sistema di sostegno, f_0 (Fig. 4.1). In corrispondenza di un dato valore del fattore di smorzamento, per valori di β molto piccoli $\beta \leq 10^{-1}$ il fattore di amplificazione è circa pari a 1, ossia gli spostamenti elastici del sistema di sostegno relativi al telaio superiore del contenitore sono trascurabili e, quindi, il sistema può essere considerato infinitamente rigido; al contrario, per $\beta \simeq 1$ e per $D \simeq 3 \div 4\%$ risulta $M \gg 1$, ossia si hanno significativi spostamenti del supporto rispetto al contenitore. Come osservano Kutter e Balakrishnan (1998), in un modello ideale il supporto dovrebbe essere sufficientemente rigido da produrre spostamenti trascurabili nel campo di frequenze caratteristico delle sollecitazioni dinamiche applicate ai modelli.

Nelle prove su paratie a sbalzo, la lunghezza L dei blocchi di alluminio utilizzati come

supporto è al massimo pari $30 \div 40$ mm, mentre le dimensioni della sezione trasversale sono circa $40 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$, cui corrisponde un momento di inerzia pari a $2.7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$. Il modulo elastico, E , e la densità, ρ , dell'alluminio sono rispettivamente pari a 68.5 GPa e 2700 kg/m^3 . Al fine di calcolarne la frequenza naturale di vibrazione, il sostegno può essere assimilato ad un oscillatore semplice di rigidità $k = 3EI/L_{eq}^3$, dove $L_{eq} \simeq 20$ mm è la distanza tra la base e il baricentro del sostegno, e massa $m \simeq 90$ g. Calcolate alla scala del prototipo, la rigidità e la massa del supporto sono rispettivamente pari a $2.7 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$ e 5760 kg . La frequenza naturale di vibrazione del supporto, definita dall'equazione

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.1)$$

è quindi pari a 11 Hz. Poichè le frequenze nominali dei segnali di ingresso applicati durante le prove su paratie a sbalzo sono comprese tra 0.375 Hz e 0.750 Hz, il rapporto $\beta = f_{inp}/f_0$ è compreso tra 0.03 e 0.07 e, quindi, gli spostamenti associati al sistema di sostegno sono trascurabili.

Nelle prove su paratie vincolate, il sistema di sostegno degli LVDT è costituito da un angolare in alluminio a lati uguali ($30 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$), di lunghezza e inerzia pari rispettivamente a 120 mm e $1.4 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$. Il sistema costituito dal supporto e dai due LVDT ad esso connessi può essere assimilato ad un oscillatore semplice di rigidità $k = 3EI/L_{eq}^3$, con $L_{eq} \simeq 80$ mm, e massa $m \simeq 30$ g, pari alla massa di un trasduttore. La rigidità dell'oscillatore semplice equivalente è, quindi, pari a $2.5 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$ alla scala del prototipo, e la frequenza naturale è pari a 1.7 Hz. Poichè le frequenze nominali dei segnali di ingresso applicati durante le prove su paratie vincolate sono comprese tra 1.0 Hz e 1.5 Hz, il rapporto $\beta = f_{inp}/f_0$ è compreso tra 0.59 e 0.88 e, quindi, gli spostamenti associati alle oscillazioni elastiche del sistema di sostegno non possono essere trascurati.

Filtro dei segnali

Come osservano Kutter e Balakrishnan (1998), l'accumulo di spostamenti permanenti, che si ha nelle paratie durante i transitori dinamici, è un processo governato prevalentemente dalle basse frequenze ($f \simeq 10^{-1} \text{ Hz}$); al contrario, le oscillazioni elastiche del sistema di sostegno sono caratterizzate da frequenze più elevate, prossime a quella naturale di vibrazione del sistema stesso. Per questo, per pulire il segnale degli LVDT ed eliminare la traccia degli spostamenti associati al sistema di sostegno, è necessario filtrare il segnale presente alle altre frequenze. A tale scopo, nel presente lavoro è stato utilizzato un filtro passa-basso con frequenza di cut-off pari a 30 Hz alla scala del modello, corrispondente, alla scala del prototipo, a 0.375 Hz per i modelli su paratie a sbalzo e 0.75 Hz per quelli su paratie vincolate. A titolo di esempio, la Figura 4.2 mostra le storie temporali e gli spettri di Fourier delle ampiezze degli spostamenti misurati durante il terremoto EQ1, rispettivamente nella prova PW2 su paratie vincolate (Fig. 4.2 a) nella prova CW6 su paratie a sbalzo (Fig. 4.2 b). Sono inoltre riportate le storie temporali degli spostamenti

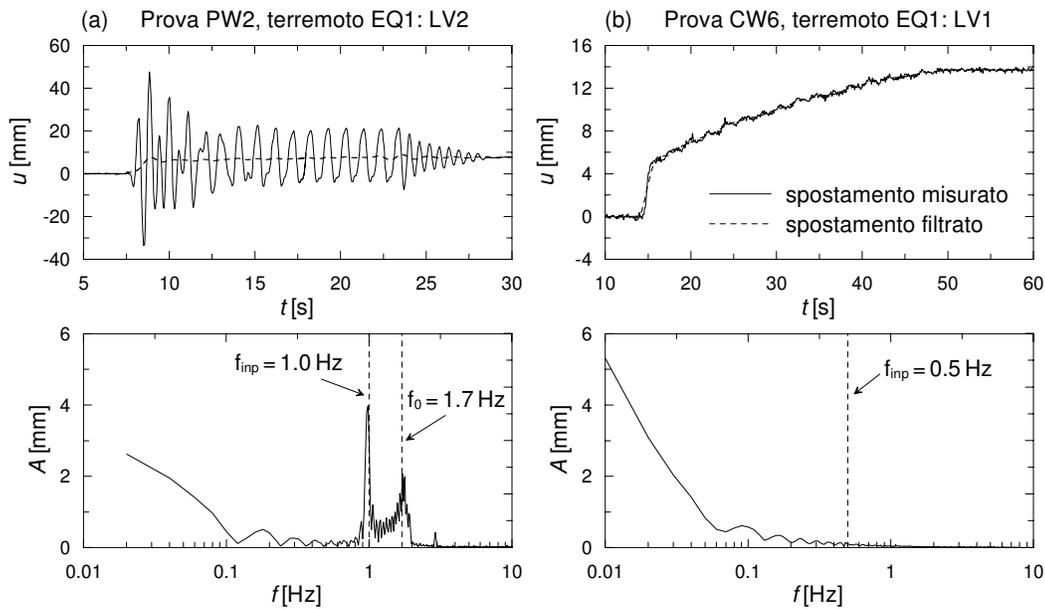


Figura 4.2: Storie temporali e spettri di Fourier delle ampiezze degli spostamenti misurati dagli LVDT: LV2 durante il terremoto EQ1 nella prova PW2 (a) e LV1 durante il terremoto EQ1 nella prova CW5 (b). Confronto tra segnali misurati e filtrati

calcolate filtrando l'informazione contenuta nei segnali alle alte frequenze. Nella prova su paratie a sbalzo, il segnale registrato e quello filtrato sono praticamente coincidenti; questo è dovuto al fatto che già lo spostamento misurato non presenta componenti significative alle alte frequenze, confermando quindi che il sistema di sostegno può essere considerato, in questo caso, infinitamente rigido. Gli spostamenti registrati nella prova su paratie vincolate, invece, presentano ampie oscillazioni associate a frequenze comprese tra 0.9 Hz e 2 Hz: poichè la frequenza nominale del segnale di ingresso e quella naturale del supporto sono rispettivamente pari a 1.0 Hz e 1.7 Hz, tali oscillazioni sono chiaramente dovute agli spostamenti elastici del sistema di sostegno.

Filtrando il segnale è possibile ricostruire l'andamento degli spostamenti orizzontali accumulati dalla paratia nel corso del terremoto (linea tratteggiata in Fig. 4.2). Tuttavia, non sempre i segnali filtrati forniscono una rappresentazione credibile della storia temporale degli spostamenti accumulati dalle paratie durante i terremoti (vedere *e.g.* Fig. 4.26). Questo è probabilmente dovuto a imperfezioni difficilmente valutabili nel filtro dei segnali.

Modello di oscillatore semplice smorzato

Modellando il sistema di sostegno degli LVDT come un oscillatore semplice smorzato è possibile verificare che gli spostamenti misurati dagli LVDT sono una combinazione di quelli elastici del sistema e quelli permanenti delle paratie.

Sottraendo allo spostamento misurato dagli LVDT il segnale filtrato, che dovrebbe corrispondere all'effettivo spostamento relativo della paratia rispetto all'ultimo telaio del contenitore, si ricava lo spostamento elastico del sistema di sostegno. Allo stesso tempo,

nota l'accelerazione cui è sottoposto l'ultimo telaio del contenitore, e assimilando il sistema di sostegno ad un oscillatore semplice smorzato ad un grado di libertà, è possibile calcolare lo spostamento da esso subito per effetto di tale accelerazione. Dal confronto tra gli spostamenti calcolati per il supporto secondo le due procedure, è possibile verificare se lo spostamento calcolato filtrando l'informazione contenuta alle alte frequenze nei segnali degli LVDT corrisponde, effettivamente, allo spostamento accumulato dalle paratie durante i terremoti.

Nelle prove in centrifuga su paratie vincolate, l'accelerometro A3 è posto in corrispondenza del penultimo telaio del contenitore e, quindi, registra con buona approssimazione l'accelerazione cui è sottoposto il sistema di sostegno durante i terremoti. La Figura 4.3 mostra l'accelerazione misurata (A3) durante il terremoto EQ1 della prova PW2 (Fig. 4.3 a) e lo spostamento del sistema di sostegno, calcolato come differenza tra il segnale registrato dal trasduttore LV2 e quello filtrato (Fig. 4.3 b). Per poter caratterizzare l'oscillatore semplice smorzato equivalente è necessario definire, oltre alla rigidezza, k , precedentemente calcolata, anche lo smorzamento viscoso, D . Questo può essere ricavato a partire dalle oscillazioni libere del supporto al termine della sollecitazione dinamica, interpolando i punti della curva di decadimento con una legge esponenziale negativa del tipo $e^{-D\omega_0 t}$ (Fig. 4.3 c), dove $\omega_0 = 2\pi f_0$ è la pulsazione naturale dell'oscillatore. Il rapporto tra due picchi consecutivi nella curva di decadimento definisce il decremento logaritmico, δ (Fig. 4.3 d)

$$\delta = \ln \frac{u_i}{u_{i+1}} = D\omega_0 T_d = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}} \quad (4.2)$$

avendo indicato con $T_d = 2\pi/(\omega_0\sqrt{1-D^2})$ il periodo di oscillazione smorzata del sistema. Il fattore di smorzamento può essere facilmente ricavato invertendo l'equazione(4.2). Dall'elaborazione dei dati relativi al terremoto EQ1 della prova PW2 si è ottenuto $D = 3.75\%$.

Lo spostamento $u(t)$ dell'oscillatore semplice smorzato, sottoposto all'accelerazione $a(t)$ misurata dal trasduttore A3, può essere calcolato attraverso l'integrale di Duhamel:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t a(\tau) e^{-D\omega_0(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (4.3)$$

dove $\omega_d = 2\pi/T_d$ è la pulsazione smorzata dell'oscillatore. La Figura 4.4 mostra il confronto tra gli spostamenti dell'oscillatore semplice smorzato e quelli del supporto, ottenuti sottraendo alle registrazioni degli LVDT il segnale filtrato. I dati sono relativi ai terremoti EQ1, EQ2, EQ3 della prova PW2. L'accordo tra le due storie temporali è molto buono, nonostante sussistano alcune minime differenze dovute probabilmente al fatto che l'accelerazione registrata dal trasduttore A3 non è quella subita dall'ultimo telaio del contenitore.

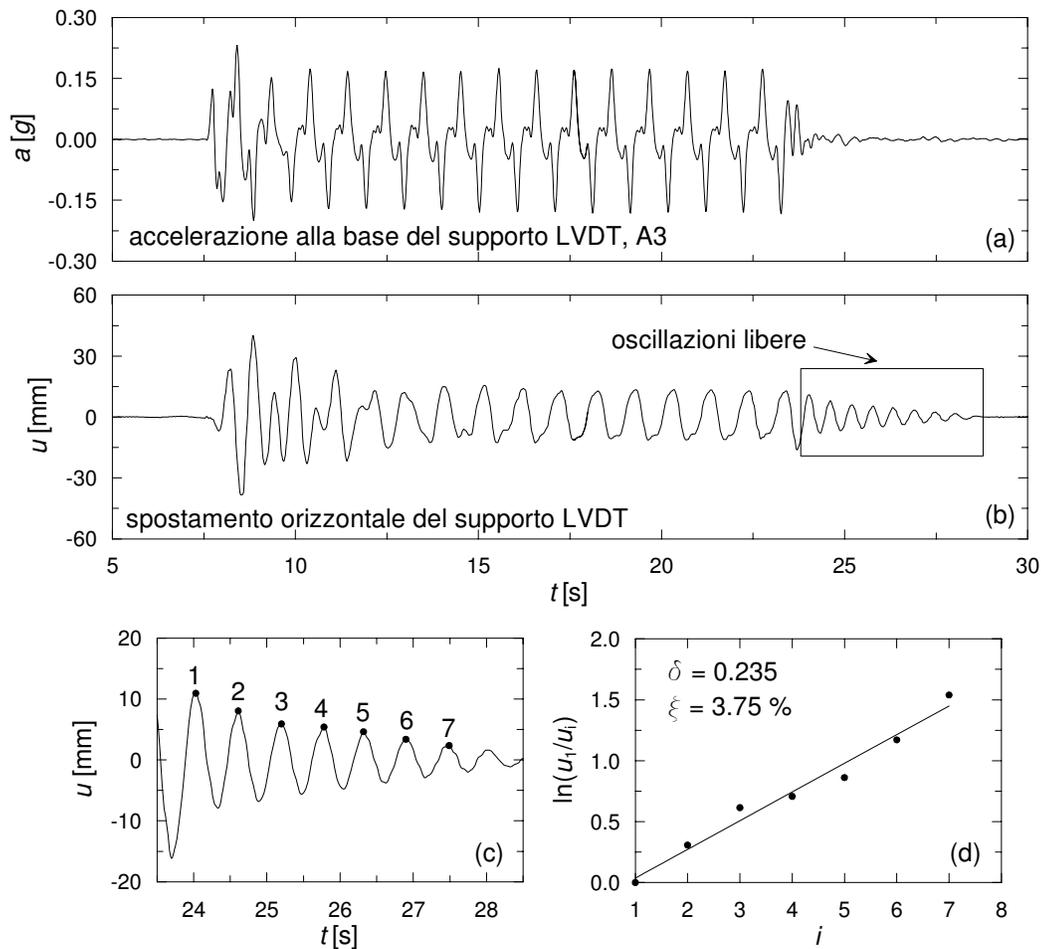


Figura 4.3: Prova PW2, terremoto EQ1. Modello di oscillatore semplice smorzato per il sistema di sostegno degli LVDT: (a) accelerazione imposta alla base; (b) spostamenti dell'oscillatore, ottenuti come differenza tra il segnale registrato dall'LVDT e quello filtrato; (c) oscillazioni libere al termine del terremoto e (d) determinazione del fattore di smorzamento

4.2.2 MEMS: rotazioni delle paratie

Gli accelerometri MEMS sono in grado di misurare sia le accelerazioni dovute alle sollecitazioni dinamiche imposte durante la prova, sia le accelerazioni statiche dovute alla gravità e all'accelerazione centrifuga. Quindi, confrontando i valori di accelerazione misurati prima e dopo i terremoti dai trasduttori incollati alla sommità delle paratie, è possibile calcolare le rotazioni subite dalle paratie stesse a seguito degli eventi dinamici.

Sia αNg l'accelerazione verticale agente in corrispondenza della testa delle paratie, avendo indicato con Ng il livello di accelerazione centrifuga a cui sono eseguite le prove e con $\alpha = (R - Z)/R$ un coefficiente riduttivo, funzione del raggio R della centrifuga e della quota Z della sommità delle paratie rispetto alla base del modello. Se la paratia è inclinata di un angolo θ rispetto alla direzione verticale, i MEMS orizzontali (M3 e M4) misurano, in condizioni statiche, un'accelerazione pari a $a_h = \alpha Ng \sin \theta$. Quindi, siano a_{h1} e a_{h2} le accelerazioni misurate dal MEMS, rispettivamente prima e dopo un evento

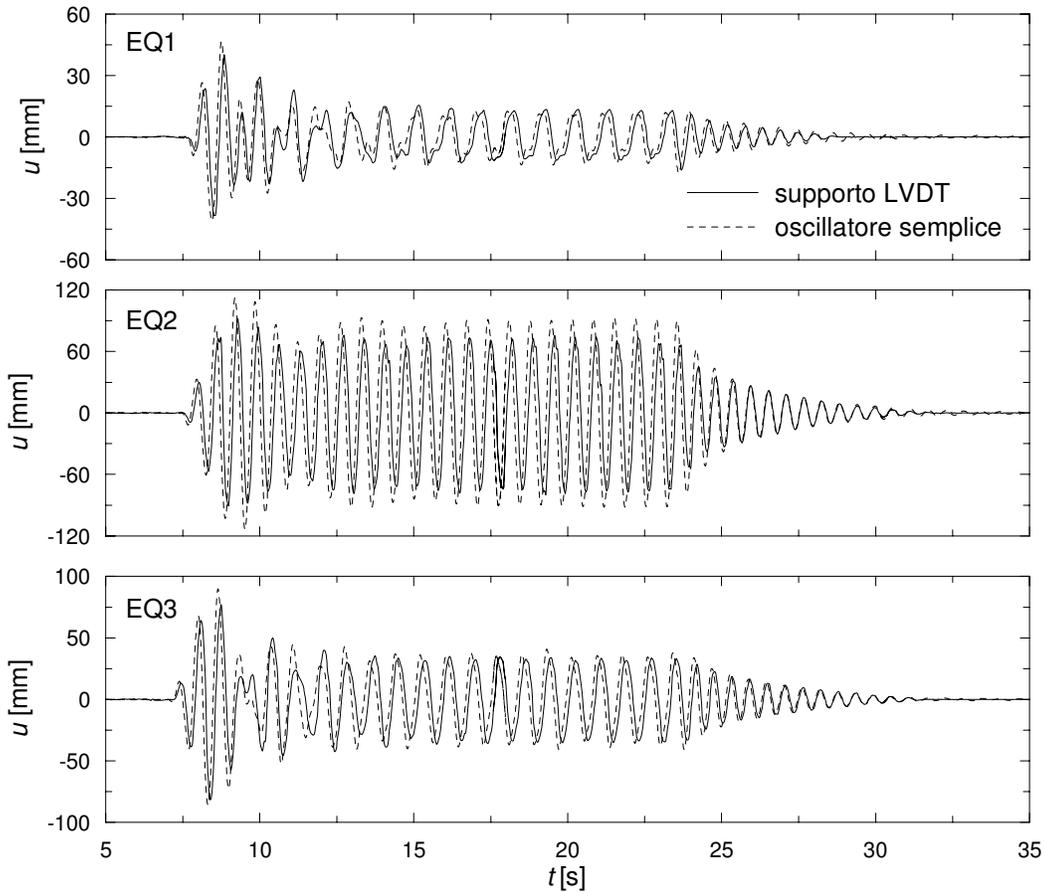


Figura 4.4: Prova PW2. Confronto tra gli spostamenti del sistema di sostegno degli LVDT: calcolati come differenza tra il segnale registrato dagli LVDT e quello filtrato (linea continua) o modellando il sistema come un oscillatore semplice smorzato (linea tratteggiata)

sismico, i corrispondenti angoli di inclinazione della paratia rispetto alla verticale sono $\theta_1 = \arcsin(a_{h1}/\alpha Ng)$ e $\theta_2 = \arcsin(a_{h2}/\alpha Ng)$. La rotazione subita dalla paratia a seguito del terremoto può quindi essere calcolata come:

$$\Delta\theta = \theta_2 - \theta_1 \quad (4.4)$$

È possibile calcolare il minimo angolo di risoluzione che può essere ottenuto utilizzando i MEMS orizzontali come inclinometri (Wilson e Kutter, 2002). Poiché gli accelerometri MEMS hanno una risoluzione tipica inferiore a $10^{-3} g$, si può assumere che essi abbiano una risoluzione migliore del Convertitore Analogico Digitale (ADC). Poiché il sistema di acquisizione dati utilizzato a Cambridge (CDAQS) ha una risoluzione di campionamento pari a 16 bit, il minimo valore di accelerazione che possiamo leggere dal trasduttore, g_{min} , è pari a

$$g_{min} = \frac{\pm 35 g}{2^{15}} = \pm 0.0011 g \quad (4.5)$$

dove $\pm 35 g$ è il fondo scala degli accelerometri. In corrispondenza di un'accelerazione

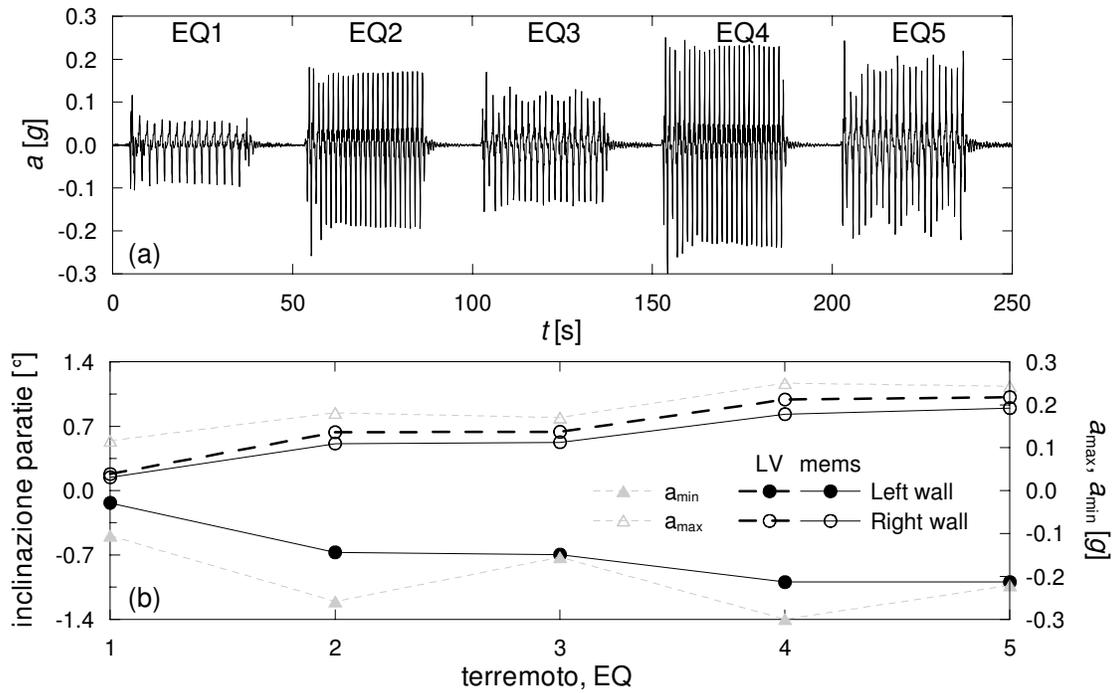


Figura 4.5: Prova CW5: storia temporale delle accelerazioni misurate in superficie (a) e rotazioni delle paratie al termine di ogni terremoto (b)

centrifuga di $80g$, quindi, il minimo angolo di risoluzione è:

$$\theta_{\min} = \arcsin \frac{0.0011g}{80g} = 0.0008^\circ \quad (4.6)$$

La Figura 4.5 mostra le storie temporali delle accelerazioni misurate dal trasduttore A6, situato in condizioni di campo libero in prossimità della superficie (Fig. 4.5a), e l'angolo di inclinazione misurato per le due paratie, θ , (Fig. 4.5b) per effetto dei cinque terremoti applicati durante la prova CW5 su un modello di paratie a sbalzo. Secondo la convenzione adottata in figura, le rotazioni verso lo scavo corrispondono ad angoli di inclinazione positivi per la paratia destra e negativi per la paratia sinistra. La Figura 4.5b riporta, inoltre, i valori massimi, a_{max} , e minimi, a_{min} , delle accelerazioni misurate dal trasduttore A6, e l'angolo di inclinazione calcolato per la paratia destra a partire dagli spostamenti misurati dai due LVDT (linea tratteggiata in grassetto). Si osserva un ottimo accordo, sia qualitativo sia quantitativo, tra i valori di θ calcolati a partire dalle accelerazioni e dagli spostamento misurati rispettivamente dai MEMS e dagli LVDT.

Doppia integrazione delle accelerazioni

Come mostrato nel Paragrafo 4.2.1, l'accumulo di spostamenti da parte delle paratie durante i terremoti è un processo governato prevalentemente dalle basse frequenze. La buona risposta degli accelerometri MEMS a tali frequenze consentirebbe, in teoria, di calcolare gli spostamenti assoluti delle paratie per doppia integrazione del segnale registrato. In

realtà, la rotazione delle paratie durante i transitori dinamici introduce nel segnale errori di *baseline* (Boore, 2001), associati alla componente di accelerazione centrifuga misurata dai trasduttori.

Gli spostamenti orizzontali subiti dalle paratie durante i terremoti sono associati alle sole accelerazioni dinamiche orizzontali; quindi, la componente di accelerazione centrifuga misurata dai trasduttori per effetto dell'inclinazione θ ($a_h = \alpha N g \sin \theta$), se integrata, introduce errori nello spostamento calcolato. La difficoltà nell'eliminare questi errori preclude la possibilità di determinare lo spostamento accumulato dalle paratie durante i terremoti mediante doppia integrazione del segnale registrato dai MEMS.

Anche lo spostamento relativo delle paratie, rispetto ai bordi del contenitore o rispetto a punti del terreno posti lontano dallo scavo, potrebbe essere ricavato mediante doppia integrazione dell'accelerazione relativa tra paratia e contenitore o terreno. In questo caso entra in gioco un'ulteriore incertezza, associata al fatto che le accelerazioni di punti lontano dallo scavo sono calcolate attraverso accelerometri piezoelettrici, incapaci di registrare il segnale alle basse frequenze tipiche del fenomeno osservato (Wilson *et al.*, 1998). Le accelerazioni misurate con trasduttori piezoelettrici possono quindi essere integrate per ottenere spostamenti dinamici (transitori) delle paratie, ma non quelli permanenti (Boulangier *et al.*, 2005).

4.3 Spostamenti della superficie e addensamento dei modelli

Gli spostamenti verticali della superficie, w , indotti nei modelli dalla sequenza di eventi sismici, sono calcolati per differenza tra le misure di quota del piano campagna effettuate prima e dopo l'esecuzione delle prove. Le misure sono effettuate con un righello, a partire dalla superficie del contenitore, lungo due o tre sezioni longitudinali del modello.

L'errore nella determinazione di w è di circa ± 2 mm alla scala del modello, corrispondente, alla scala del prototipo, a ± 160 mm nei modelli di paratie a sbalzo e ± 80 mm in quelli di paratie vincolate. Tale errore corrisponde ad un errore percentuale massimo pari a circa il 40% nella prova CW1 su paratie a sbalzo in sabbia densa, dove il cedimento medio calcolato, w_m , è di 5 mm, e ad un errore percentuale minimo pari a circa il 20% nella prova PW4 su paratie a vincolate in sabbia sciolta, per la quale il cedimento medio calcolato è pari a 11.8 mm (Tab. 4.1).

A partire dai cedimenti misurati, e assumendo che gli spostamenti orizzontali delle paratie siano trascurabili rispetto a quelli verticali del piano campagna, è possibile stimare la variazione di densità relativa del terreno indotta dalla sequenza dei terremoti. Tale stima fornisce un limite superiore per l'effettivo stato di addensamento della sabbia al termine delle prove. La Tabella 4.1 riporta i valori dell'indice dei vuoti, e , della densità relativa, D_R , e del peso specifico, γ , della sabbia calcolati prima e dopo ciascuna prova. La variazione percentuale di densità relativa è trascurabile, ovviamente, nei modelli realizzati

in sabbia densa (CW1, CW3 e PW1), mentre è massima, e pari a circa 15% nella prova PW4 in sabbia sciolta.

Tabella 4.1: Densità relativa, indice dei vuoti e peso specifico della sabbia, calcolati all'inizio e al termine di ogni prova.

modello	$D_{R,i}$ [%]	e_i	γ_i [kN/m ³]	w_m [mm]	$D_{R,f}$ [%]	e_f	γ_f [kN/m ³]
CW 1	84	0.68	15.80	0.5	85	0.67	15.84
CW 2	53	0.80	14.71	2.6	59	0.78	14.91
CW 3	73	0.72	15.40	0.4	74	0.72	15.43
CW 4	55	0.79	14.78	3.3	62	0.77	15.01
CW 5	49	0.82	14.58	2.0	53	0.80	14.71
CW 6	69	0.74	15.25	2.5	75	0.71	15.47
PW 1	78	0.70	15.58	3.3	81	0.69	15.69
PW 2	42	0.85	14.36	7.3	52	0.81	14.68
PW 4	44	0.84	14.42	11.8	59	0.78	14.91

La Figura 4.6 mostra gli spostamenti verticali del piano campagna, calcolati come media di quelli misurati lungo le sezioni dei modelli, relativi alle prove CW1 e CW5 su paratie a sbalzo (Fig. 4.6 a) e alle prove PW1 e PW2 su paratie vincolate (Fig. 4.6 b). Durante la prova CW1 su sabbia densa non si hanno cedimenti apprezzabili del piano campagna, mentre nella prova CW5 su sabbia sciolta i cedimenti sono massimi in prossimità delle paratie, dove raggiungono valori di circa 400 mm. Nelle prove su paratie vincolate il cedimento misurato è pressochè uniforme su tutta la superficie del piano campagna, ed è mediamente pari a 130 mm nella prova PW1 in sabbia densa e a 470 mm nella prova PW4 in sabbia sciolta.

4.4 Proprietà dinamiche della sabbia

La risposta meccanica di un terreno a sollecitazioni dinamiche può essere descritta efficacemente mediante il modulo di rigidezza a taglio G e il fattore di smorzamento D . Poichè entrambi i parametri variano con il livello di deformazione tangenziale γ , per caratterizzare il comportamento meccanico del terreno è necessario determinare le curve $G - \gamma$ e $D - \gamma$.

Nel Paragrafo 4.4.4 sono mostrati i risultati ottenuti dall'elaborazione di alcune prove di taglio torsionale ciclico e colonna risonante, realizzate da Visone (2008) per la caratterizzazione del comportamento meccanico della sabbia Leighton Buzzard 100/70, frazione E. In questo paragrafo, il modulo di rigidezza a taglio G e il fattore di smorzamento D sono calcolati dall'elaborazione delle accelerazioni misurate in centrifuga durante l'esecuzione delle prove. In particolare, il modulo di taglio G è stato determinato seguendo tre diverse procedure: a partire dalla velocità di propagazione delle onde di taglio V_S nello strato di sabbia (Thusyanthan, 2005) e dalla elaborazione dei cicli $\tau - \gamma$ (Brennan *et al.*, 2005) o dei fattori di amplificazione (Conti *et al.*, 2010) ricavati a partire dalle accelerazioni mi-

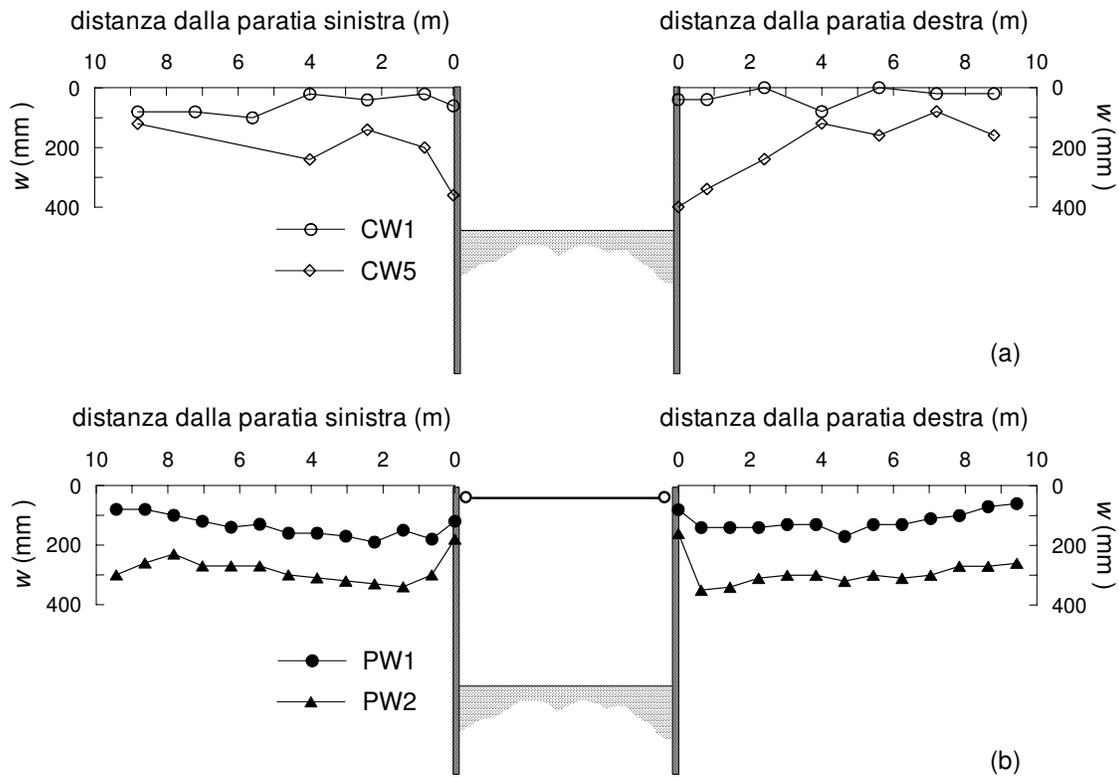


Figura 4.6: Spostamenti verticali del piano campagna misurati al termine delle prove CW1 e CW5 su paratie a sbalzo (a) e delle prove PW1 e PW2 su paratie vincolate (b)

surate nel modello. Il fattore di smorzamento è stato ricavato a partire dalle funzioni di trasferimento dei segnali registrati (Conti *et al.*, 2010) e, infine, il livello di deformazione tangenziale γ indotto nei modelli durante i terremoti è stato determinato secondo le due diverse procedure descritte da Brennan *et al.* (2005) e Conti *et al.* (2010).

4.4.1 Velocità di propagazione delle onde di taglio

La velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S , è stata calcolata a partire dalla storia temporale delle accelerazioni misurate nei modelli dagli accelerometri A4 e A5, posti rispettivamente alla base e a metà dello strato di sabbia. In particolare, V_S è stata calcolata come il rapporto X/T , tra la distanza X tra gli accelerometri e il tempo di arrivo T del primo picco del segnale. A titolo di esempio, la Figura 4.7 mostra le accelerazioni misurate dagli accelerometri A4 e A5 durante il terremoto EQ1 nella prova CW6: la distanza X tra gli accelerometri A4 e A5 è pari a 8.64 m alla scala del prototipo e il tempo di arrivo misurato è pari a 0.06 s. Si ha quindi $V_S = 144$ m/s.

Differenziando l'equazione $V_S = X/T$ si ottiene

$$dV_S = \frac{1}{T} dX - \frac{X}{T^2} dT \quad (4.7)$$

e, quindi, il potenziale errore nella determinazione della velocità delle onde di taglio, ΔV_S ,

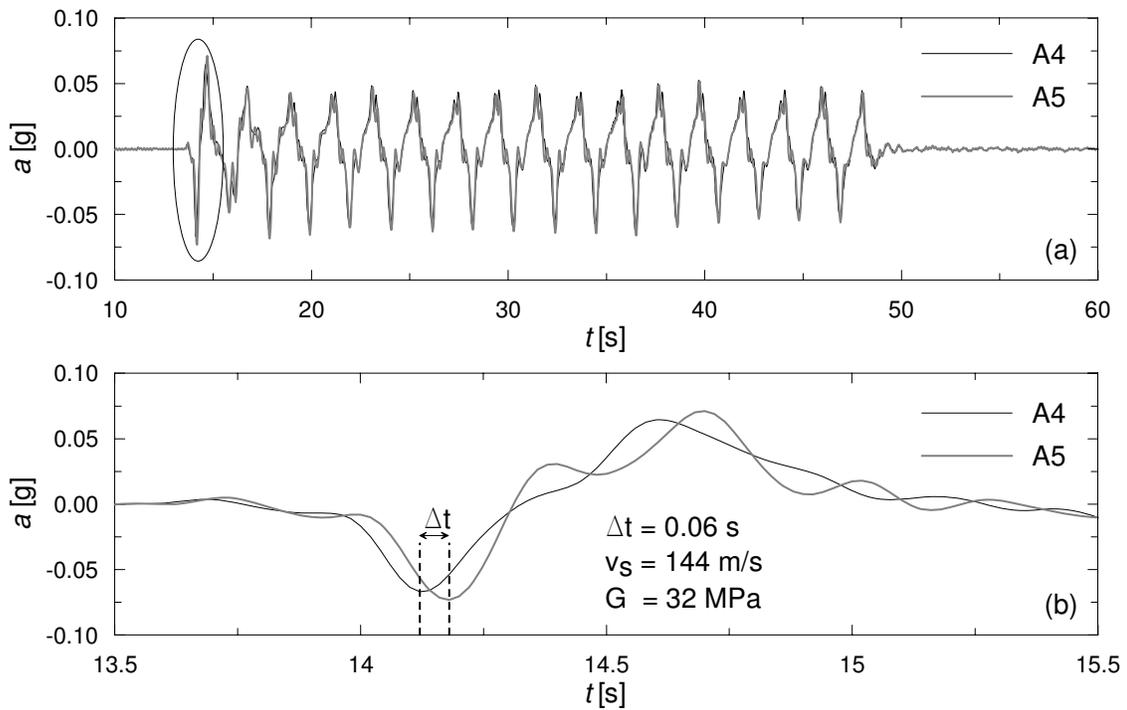


Figura 4.7: Prova CW6, terremoto EQ1: accelerazioni misurate in condizioni di campo libero alla base (A4) e a metà (A5) dello strato di sabbia e determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio

è dato da

$$\frac{\Delta V_S}{V_S} = \frac{\Delta X}{X} + \frac{\Delta T}{T} \quad (4.8)$$

dove ΔX e ΔT sono gli errori in X e T rispettivamente.

L'errore nella determinazione di X deriva dall'incertezza nel posizionamento degli accelerometri all'interno del modello. Poiché una stima ragionevole di tale incertezza è di ± 5 mm alla scala del modello, si ha $\Delta X/X \cong 5\%$ per i modelli di paratie a sbalzo, nei quali la distanza X tra gli accelerometri A4 e A5 è di circa 100 mm, e $\Delta X/X \cong 2.5\%$ per i modelli di paratie vincolate, nei quali $X = 200$ mm.

L'errore ΔT è pari all'intervallo di campionamento con cui vengono acquisiti i segnali dei trasduttori durante la fase dinamica delle prove in centrifuga. Poiché la frequenza di campionamento del segnale è di 4000 Hz, l'errore ΔT , calcolato alla scala del prototipo, è pari a 0.02 s e 0.01 s, rispettivamente nelle prove su paratie a sbalzo e vincolate. Per l'esempio mostrato in Figura 4.7, l'errore percentuale $\Delta T/T$ è pari al 33%. In generale, nelle prove in centrifuga realizzate, i tempi di arrivo stimati sono compresi tra 0.04 s e 0.08 s ($216 \text{ m/s} \leq V_S \leq 108 \text{ m/s}$), quindi l'errore percentuale ad essi associato è compreso tra il 25% e il 50% nelle prove su paratie a sbalzo e tra il 12.5% e il 25% in quelle su paratie vincolate. In definitiva, l'errore percentuale nella determinazione di V_S attraverso questa procedura è compreso tra il 30% e il 55% nelle prove su paratie a sbalzo e tra il 15% e il 27.5% in quelle su paratie vincolate.

Il modulo di rigidezza a taglio, G , è funzione di V_S secondo la relazione

$$G = \rho V_S^2 \quad (4.9)$$

dove ρ è la densità del terreno. Differenziando l'equazione (4.9) si ottiene

$$dG = V_S^2 d\rho + 2\rho V_S dV_S \quad (4.10)$$

e, quindi, il potenziale errore nella determinazione del modulo di rigidezza a taglio, ΔG , è dato da

$$\frac{\Delta G}{G} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + 2 \frac{\Delta V_S}{V_S} \quad (4.11)$$

dove $\Delta \rho$ e ΔV_S sono gli errori in ρ e V_S rispettivamente. L'errore $\Delta \rho$, associato alle incertezze nella determinazione dello stato di addensamento della sabbia durante i terremoti, può essere calcolato confrontando i valori della densità relativa prima e dopo l'esecuzione delle prove. Ad esempio nella prova CW6, dove la densità relativa all'inizio e al termine della prova è pari rispettivamente al 69% ($\rho = 1.56 \text{ t/m}^3$) e al 75% ($\rho = 1.57 \text{ t/m}^3$), l'errore percentuale $\Delta \rho / \rho$ è molto piccolo e pari a 1%.

L'errore percentuale $\Delta G / G$ è quindi prevalentemente associato alle incertezze nella determinazione della velocità delle onde di taglio, V_S , ed è compreso tra il 60% e il 110% nelle prove su paratie a sbalzo e tra il 30% e il 55% in quelle su paratie vincolate.

4.4.2 Cicli $\tau - \gamma$

Brennan *et al.* (2005) definiscono una procedura per calcolare il modulo di rigidezza a taglio G e il fattore di smorzamento D a partire dai cicli $\tau - \gamma$ ottenuti dall'elaborazione dei segnali accelerometrici nelle prove in centrifuga. Il metodo presuppone la presenza di almeno due accelerometri lungo una sezione verticale del modello; nel presente lavoro è sono stati considerati i trasduttori A4, A5, A6 posti nella sezione di campo libero (Figura 4.8).

Se si considera l'equilibrio di una colonna di terreno soggetta ad un'accelerazione orizzontale $a(z, t)$ variabile nel tempo e nello spazio, la tensione tangenziale $\tau(z, t)$ può essere calcolata ad ogni profondità z come

$$\tau(z, t) = \int_0^z \rho a(z, t) dz \quad (4.12)$$

dove ρ è la densità del terreno. L'equazione (4.12) è utilizzata da Zeghal e Elgamal (1994) per calcolare la tensione tangenziale nel terreno a partire da misure di accelerazione *in situ*. Le equazioni da loro proposte adottano come condizioni al contorno in superficie ($z = 0$) l'accelerazione misurata e la tensione tangenziale nulla. In centrifuga, raramente sono disponibili misure di accelerazione in superficie in quanto lo strumento deve essere immerso nel terreno per evitare che si muova durante la prova. Quindi, Brennan *et al.*

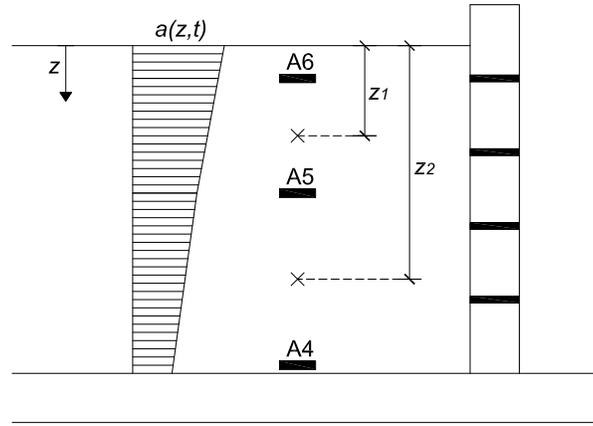


Figura 4.8: Schema di riferimento per il calcolo degli sforzi e delle deformazioni di taglio nello strato di sabbia

(2005) raccomandano di considerare una distribuzione lineare delle accelerazioni tra due strumenti consecutivi e di estrapolare il valore dell'accelerazione in superficie a partire dalle registrazioni della coppia di accelerometri più superficiali. Si ha quindi:

$$a(z_i, t) = a(z_{i-1}, t) + \frac{[a(z_{i+1}, t) - a(z_{i-1}, t)]}{(z_{i+1} - z_{i-1})} (z_i - z_{i-1}) \quad (4.13)$$

L'accelerazione in superficie è calcolata come (Fig. 4.8)

$$a(0, t) = a_6(t) - \frac{[a_5(t) - a_6(t)]}{(z_{A5} - z_{A6})} z_{A6} \quad (4.14)$$

dove $a_5(t)$ e $a_6(t)$ sono le accelerazioni misurate rispettivamente dai trasduttori A5 e A6, mentre z_{A5} e z_{A6} sono le quote degli accelerometri all'interno del modello. Le tensioni tangenziali in corrispondenza dei due accelerometri sono:

$$\tau(z_{A6}, t) = \frac{1}{2} \rho z_{A6} [a(0, t) + a_6(t)] \quad (4.15)$$

$$\tau(z_{A5}, t) = \tau(z_{A6}, t) + \frac{1}{2} \rho (z_{A5} - z_{A6}) [a_6(t) + a_5(t)] \quad (4.16)$$

mentre le accelerazioni e le tensioni tangenziali calcolate alla quota $z = z_1$ sono

$$a(z_1, t) = a_6(t) - \frac{[a_5(t) - a_6(t)]}{(z_{A5} - z_{A6})} (z_1 - z_{A6}) \quad (4.17)$$

$$\tau(z_1, t) = \tau_{A6} + \frac{1}{2} \rho (z_1 - z_{A6}) [a(z_1, t) + a_6(t)] \quad (4.18)$$

e, infine, quelle calcolate alla quota $z = z_2$ sono

$$a(z_2, t) = a_5(t) - \frac{[a_4(t) - a_5(t)]}{(z_{A4} - z_{A5})} (z_2 - z_{A5}) \quad (4.19)$$

$$\tau(z_2, t) = \tau_{A5} + \frac{1}{2}\rho(z_2 - z_{A5})[a(z_2, t) + a_5(t)] \quad (4.20)$$

È necessario osservare che, per evitare fenomeni di *aliasing*, l'ipotesi di distribuzione lineare delle accelerazioni tra due accelerometri consecutivi può essere adottata solo se la distanza tra i due trasduttori è inferiore a $\lambda/2$, dove $\lambda = V_S/f$ è la lunghezza d'onda del segnale. Nelle prove in centrifuga realizzate, la massima distanza tra due accelerometri consecutivi è pari a circa 200 mm quindi, per valori di V_S compresi tra 100 m/s e 200 m/s, il metodo non può essere applicato a segnali di frequenza f compresa tra 250 Hz e 500 Hz alla scala del modello. Dal momento che le frequenze nominali dei segnali di ingresso sono al massimo pari a 60 Hz alla scala del modello, la procedura fornita da Brennan *et al.* (2005) è sempre applicabile.

In accordo con Brennan *et al.* (2005), anche le storie temporali delle deformazioni tangenziali, γ , sono calcolate a partire dalle accelerazioni misurate nel modello. In una prima fase, le storie temporali degli spostamenti $u_{A6}(t)$, $u_{A5}(t)$ e $u_{A4}(t)$ relative rispettivamente alle quote $z = z_{A6}$, $z = z_{A5}$ e $z = z_{A4}$ sono ottenute mediante doppia integrazione dei segnali accelerometrici registrati. Le accelerazioni devono essere filtrate prima dell'integrazione con un filtro passa-alto ($f > 25$ Hz alla scala del modello) per ottenere le velocità, e quindi filtrate nuovamente prima di essere integrate per ottenere gli spostamenti. Questo è necessario in quanto l'informazione contenuta alle basse frequenze introduce i tipici errori di *baseline*, ossia l'irrealistica variazione, lineare o più che lineare, dello spostamento al termine del terremoto.

In analogia a quanto visto per le tensioni tangenziali, le storie temporale delle deformazioni tangenziali alle quote z_1 e z_2 sono calcolate a partire dagli spostamenti $u_{A6}(t)$, $u_{A5}(t)$ e $u_{A4}(t)$ considerando una distribuzione lineare degli spostamenti tra due strumenti consecutivi:

$$\gamma(z_1, t) = \frac{u_5(t) - u_6(t)}{z_{A5} - z_{A6}} \quad (4.21)$$

$$\gamma(z_2, t) = \frac{u_4(t) - u_5(t)}{z_{A4} - z_{A5}} \quad (4.22)$$

A titolo di esempio, la Figura 4.9 mostra la storia temporale e lo spettro di Fourier delle ampiezze delle tensioni tangenziali τ (Fig. 4.9 a) e delle deformazioni di taglio γ (Fig. 4.9 b), calcolate in corrispondenza della quota $z_2 = 11.6$ m e relative al terremoto EQ1 della prova CW6. La figura mostra, inoltre, la storia temporale e lo spettro di Fourier delle accelerazioni impresse alla base del modello (Fig. 4.9 c). Come si può osservare, il contenuto in frequenze delle tensioni tangenziali si estende fino a circa 5 Hz, e questo determina una certa irregolarità del segnale rispetto alla traccia delle accelerazioni.

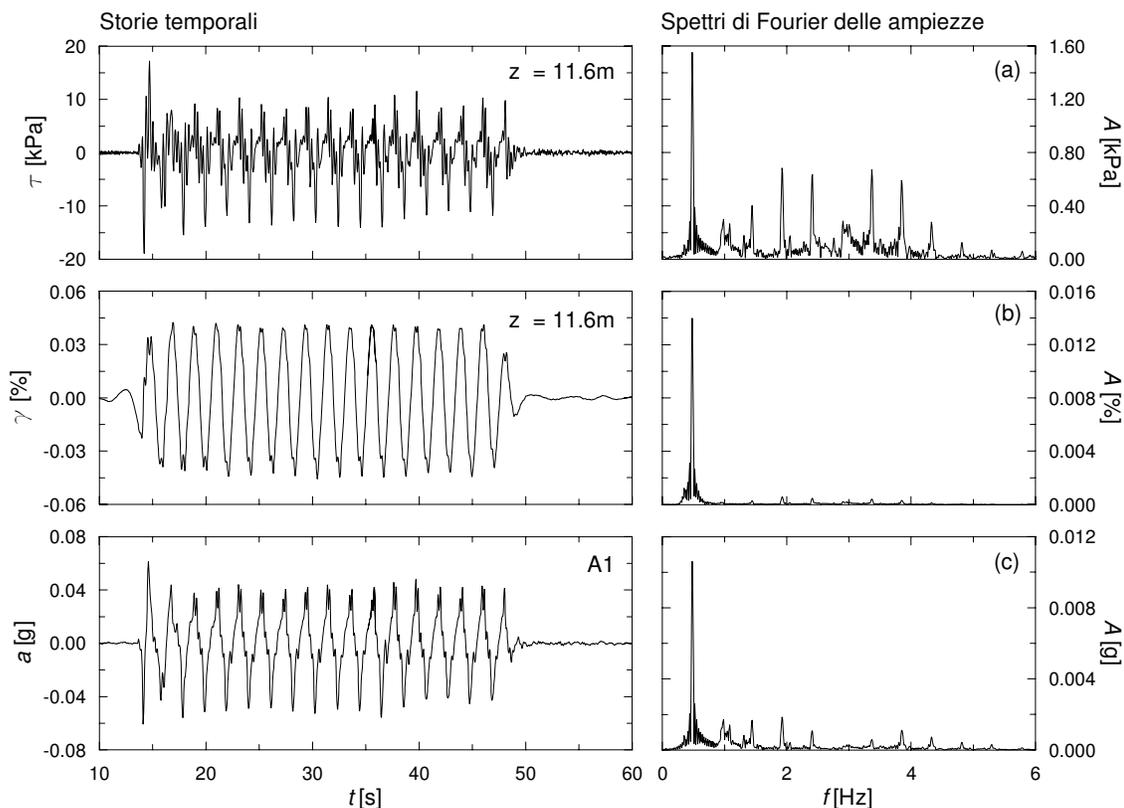


Figura 4.9: Prova CW6, terremoto EQ1. Storie temporali e spettri di Fourier delle ampiezze di: (a) sforzi di taglio e (b) deformazioni distorsionali calcolati nello strato di sabbia alla profondità $z = 11.6$ m, e (c) accelerazione imposta alla base del modello.

Al contrario, la procedura di doppia integrazione “pulisce” il segnale delle deformazioni tangenziali filtrando le alte frequenze e rendendolo simile ad una perfetta armonica di frequenza pari alla frequenza nominale dell’accelerazione di ingresso ($f_{inp} = 0.5$ Hz). È necessario osservare che le elevate frequenze del segnale di ingresso (Fig. 4.9 c), amplificate nella traccia delle tensioni tangenziali (Fig. 4.9 a), non possono essere eliminate poiché corrispondono ad effettive frequenze di sollecitazione del sistema.

Sulla base delle storie temporali calcolate per le tensioni e le deformazioni tangenziali è possibile costruire i cicli $\tau - \gamma$, e da essi calcolare il modulo di deformazione a taglio G e il fattore di smorzamento D . La Figura 4.10 mostra i cicli $\tau - \gamma$ per la prova CW6, relativi alla profondità $z = 11.6$ m e ai terremoti EQ1, EQ3, EQ4 e EQ5, riferiti ad un intervallo di tempo compreso tra 20 s e 40 s. L’estrema irregolarità dei cicli, associata alle alte frequenze proprie delle sollecitazioni dinamiche, rende particolarmente difficile la scelta di una pendenza rappresentativa. Secondo Brennan *et al.* (2005) il metodo più affidabile per la determinazione del modulo di taglio consiste nel calcolare la differenza tra il massimo e il minimo sforzo di taglio applicato durante il ciclo, e la differenza tra la massima e la minima deformazione tangenziale indotta. Il rapporto tra questi due valori fornisce il modulo di taglio G (Fig. 4.10).

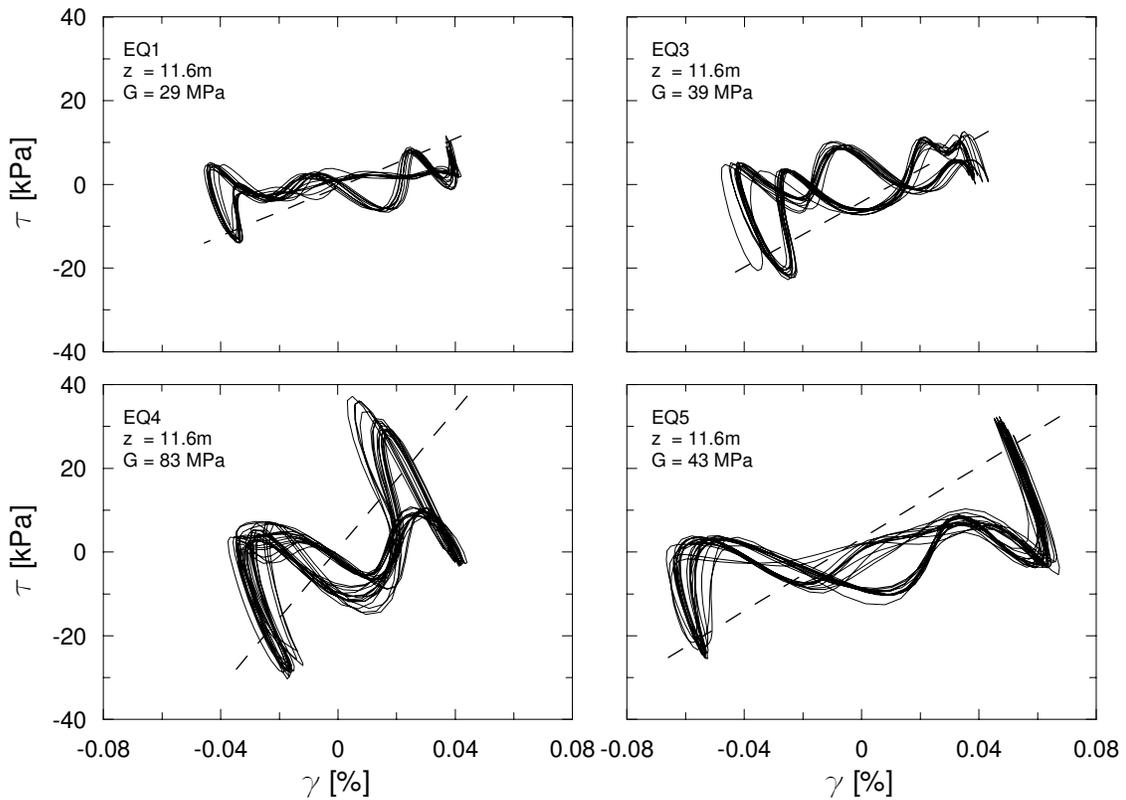


Figura 4.10: Prova CW6: cicli $\tau - \gamma$ calcolati alla profondità $z = 11.6$ m durante i terremoti EQ1, EQ3, EQ4 e EQ5

Il fattore di smorzamento D è convenzionalmente calcolato attraverso l'equazione

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_E} = \frac{1}{4\pi} \frac{\oint \tau d\gamma}{0.5 \tau_{\max} \gamma_{\max}} \quad (4.23)$$

dove W_D è l'energia dissipata lungo un ciclo e W_E è l'energia elastica ad esso associata. Le intersezioni nei cicli, associate alle alte frequenze proprie delle sollecitazioni dinamiche, comportano che il lavoro dissipato in alcune zone del ciclo sia negativo, ossia che l'energia sia rilasciata dal sistema invece che assorbita. Questo scambio di energia è ovviamente irrealistico e Brennan *et al.* (2005) individuano nella presenza di eventuali intersezioni nei cicli una stima dell'accuratezza del valore di D calcolato secondo questa procedura.

4.4.3 Fattore di amplificazione

Conti *et al.* (2010) propongono una procedura per calcolare il valore medio, all'interno dello strato di sabbia, del modulo di rigidità a taglio e del fattore di smorzamento, a partire dal fattore di amplificazione, $A(f)$, relativo ai trasduttori A4 e A5, posti rispettivamente alla base e a metà dello strato di sabbia. Il metodo prevede tre fasi:

- individuazione del campo di frequenze comune ai due segnali e determinazione del fattore di amplificazione, $A(f)$;
- interpolazione dei dati mediante l'espressione analitica del fattore di amplificazione e calcolo del modulo di taglio, G , e del fattore di smorzamento, D ;
- determinazione del livello di deformazione medio, γ , indotto nel terreno

Fattore di amplificazione

Il campo di frequenze comune alle accelerazioni registrate dai trasduttori A4 e A5 può essere individuato attraverso il *cross power spectrum* dei due segnali.

Siano $x(t)$ e $y(t)$ i segnali registrati rispettivamente dai trasduttori A4 e A5, il *cross power spectrum* $G_{xy}(f)$ dei segnali è

$$G_{xy}(f) = L_x(f) \cdot L_y^*(f) \quad (4.24)$$

dove $L_x(f)$ è la trasformata di Fourier di $x(t)$ e $L_y^*(f)$ è il complesso coniugato della trasformata di Fourier di $y(t)$. Per ciascuna frequenza, l'ampiezza e la fase del *cross power spectrum* sono rispettivamente il prodotto delle ampiezze e la differenza delle fasi delle componenti dei segnali a quella frequenza. Dall'ampiezza di $G_{xy}(f)$ è possibile individuare il campo di frequenze comune ai due segnali. Per ottenere questo, $G_{xy}(f)$ è stato normalizzato rispetto al massimo valore calcolato, quindi è stato scelto un valore di soglia, $TOL = 10^{-4} \div 10^{-5}$, e sono state individuate le frequenze la cui ampiezza corrispondente fosse maggiore di tale valore. Il valore di soglia è scelto in modo da ottimizzare la "pulizia" del fattore di amplificazione successivamente calcolato, senza eliminare troppa informazione dai segnali. La Figura 4.11 mostra lo spettro di Fourier delle accelerazioni $x(t)$ e $y(t)$, registrate dai trasduttori A4 e A5, e il corrispondente *cross power spectrum*, relativi al terremoto EQ1 della prova CW6. È importante osservare che, data la scelta di un valore di soglia molto basso ($TOL = 10^{-4}$), il campo di frequenze comune ai due segnali è molto ampio.

Per ogni terremoto, quindi, il fattore di amplificazione $A(f)$ è stato calcolato, relativamente al solo campo di frequenze comune ai due segnali, come il rapporto tra lo spettro di Fourier delle ampiezze di $x(t)$ e $y(t)$, ossia:

$$A(f) = \frac{|L_x(f)|}{|L_y(f)|} \quad (4.25)$$

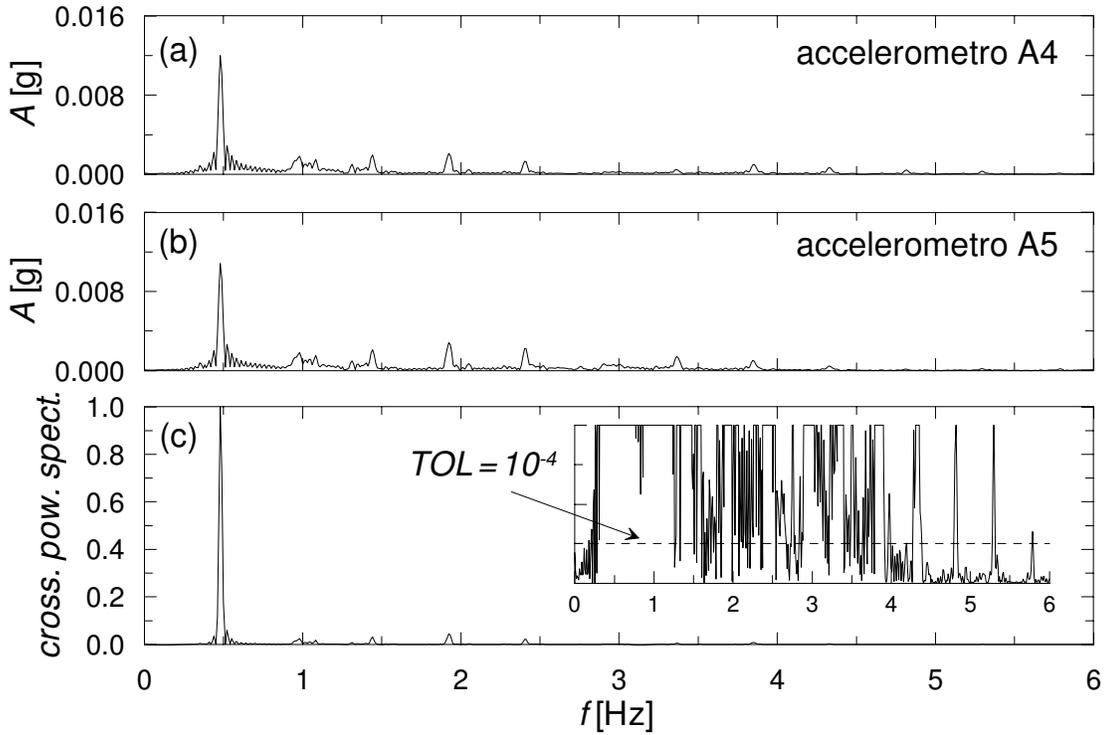


Figura 4.11: Prova CW6, terremoto EQ1: spettro di Fourier delle ampiezze delle accelerazioni misurate alla base (a) e a metà (b) dello strato di sabbia, e *cross power spectrum* dei segnali (c)

Modulo di taglio e fattore di smorzamento

La curva sperimentale ottenuta per il fattore di amplificazione $A(f)$ è stata interpolata con l'espressione analitica valida per uno strato omogeneo visco-elastico su substrato rigido:

$$A(f) = |H(f)| = \frac{\sqrt{\cos^2\left(\frac{2\pi fz}{V_S}\right) + \left(\frac{2\pi fz}{V_S} D\right)^2}}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{2\pi fH}{V_S}\right) + \left(\frac{2\pi fH}{V_S} D\right)^2}} \quad (4.26)$$

dove z è la profondità a cui viene calcolato il fattore di amplificazione e H è l'altezza dello strato di sabbia. Introducendo il fattore di frequenza, $F = 2\pi fH/V_S$, l'equazione (4.26) assume la forma semplificata:

$$A(f) = \frac{\sqrt{\cos^2(F/2) + (DF/2)^2}}{\sqrt{\cos^2 F + (DF)^2}} \quad (4.27)$$

valida a metà dello strato di terreno ($z = H/2$).

I valori della velocità delle onde di taglio, V_S , e del fattore di smorzamento, D , sono stati calcolati ottimizzando l'interpolazione delle curve sperimentali mediante l'equazione (4.26). La frequenza naturale del banco, f_{nat} è la frequenza cui corrisponde il massimo della funzione interpolante e, infine, il modulo di taglio, G , è stato calcolato attraverso

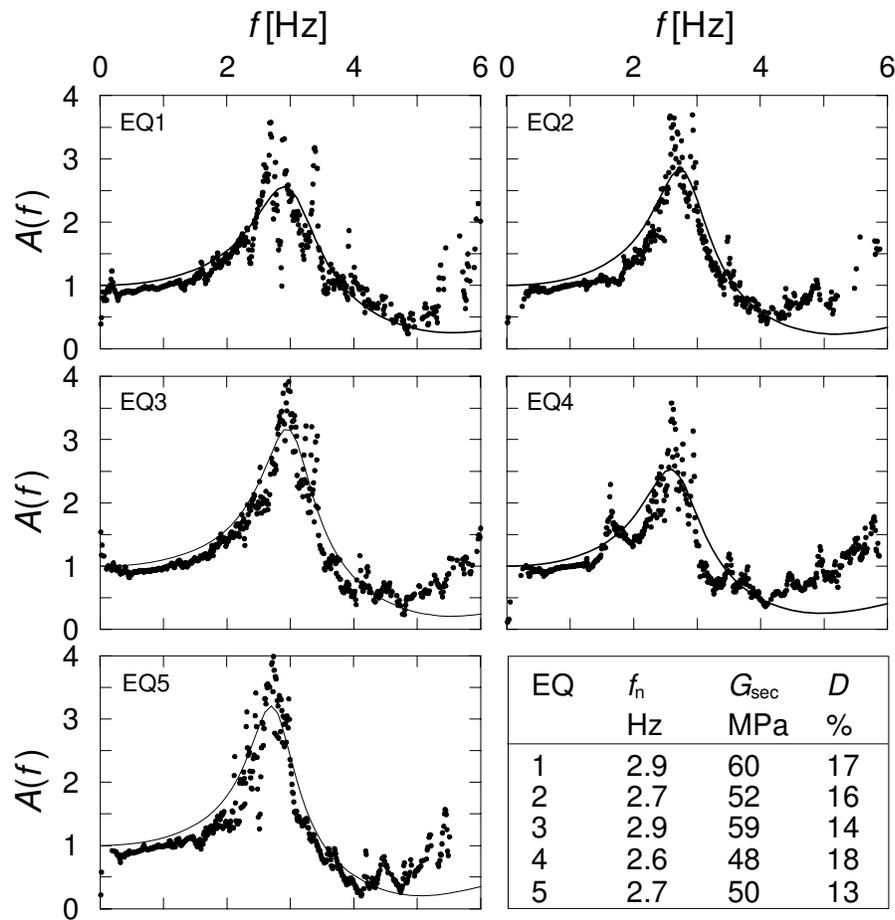


Figura 4.12: Prova CW6: fattori di amplificazione fra le accelerazioni misurate alla base e a metà dello strato di sabbia

l'equazione (4.9). La Figura 4.12 mostra i dati sperimentali e la funzione interpolante del fattore di amplificazione relativo ai cinque terremoti della prova CW6. Le frequenze fondamentali dello strato sono comprese tra 2.6 Hz, nel terremoto EQ4, e 2.9 Hz nei terremoti EQ1 e EQ3; i valori del modulo di rigidezza a taglio sono compresi tra 48 MPa nel terremoto EQ4 e 60 MPa nel il terremoto EQ1; infine, il fattore di smorzamento varia tra il 13%, relativo al terremoto EQ5, e il 17%, calcolato per il terremoto EQ1. La deformazione a taglio indotta nello strato di sabbia aumenta all'aumentare dell'ampiezza della accelerazione applicata alla base del modello e per frequenze nominali del segnale di ingresso prossime a quella fondamentale dello strato. Di conseguenza, il modulo di rigidezza a taglio diminuisce e il fattore di smorzamento aumenta.

L'errore associato alla determinazione di V_S e D mediante l'interpolazione dei dati sperimentali può essere stimato individuando l'intervallo di confidenza al 95% per i valori calcolati. Ovviamente, i valori calcolati dipendono dalla scelta del valore di soglia (TOL) adottato per la "pulizia" dei dati sperimentali che definiscono il fattore di amplificazione. La Tabella 4.2 mostra i valori di V_S e D , e dell'intervallo di confidenza ad essi

associato, calcolati relativamente al terremoto EQ1 della prova CW6, per diversi valori di TOL . Si osserva che la variabilità dei parametri con il valore di soglia è molto piccola ($\Delta V_S/V_S \cong 1\%$); inoltre, il massimo errore associato ai parametri calcolati ($TOL = 10^{-6}$), definito dall'ampiezza dell'intervallo di confidenza, è pari a $\Delta V_S/V_S \cong 3\%$ per la velocità delle onde di taglio, e $\Delta D/D \cong 11\%$ per il fattore di smorzamento. Nell'elaborazione dei dati relativi alla prova CW6 è stato adottato un valore di TOL pari a 10^{-4} .

Secondo tale procedura, l'errore percentuale $\Delta G/G$ nella determinazione del modulo di rigidezza a taglio è circa pari al 7%.

Tabella 4.2: Prova CW6, terremoto EQ1. Valori della velocità delle onde di taglio, V_S , e del fattore di smorzamento, D , e dei relativi intervalli di confidenza al 95%, calcolati interpolando i dati sperimentali del fattore di amplificazione

TOL	V_S [m/s]	intervallo di confidenza [m/s]	D [%]	intervallo di confidenza [%]
10^{-6}	197	[194,200]	18	[17,19]
10^{-5}	196	[194,199]	17	[17,18]
10^{-4}	195	[193,198]	17	[16,18]

Deformazione media nel banco

Si consideri la propagazione di un'onda di taglio in direzione verticale, z , all'interno di uno strato di terreno indefinito. L'equazione indefinita del moto è

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad (4.28)$$

dove τ è lo sforzo di taglio indotto nel mezzo, $u = u(z, t)$ è lo spostamento in direzione orizzontale e ρ è la densità del terreno. Introducendo l'equazione costitutiva

$$\tau = G\gamma = G \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4.29)$$

dove G è il modulo di rigidezza a taglio del terreno e γ è la deformazione tangenziale, l'equazione (4.28) diventa

$$V_S^2 \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad (4.30)$$

dove V_S è la velocità di propagazione dell'onda. Poichè $\partial u / \partial t = V_S \partial u / \partial z$, l'equazione (4.30) può essere riscritta nella forma

$$V_S \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.31)$$

ossia

$$\gamma = \frac{v}{V_S} \quad (4.32)$$

dove $v = v(z, t)$ è la velocità con cui si muovono i punti del terreno. La deformazione tangenziale in un punto dello strato, quindi, può essere calcolata come il rapporto tra la velocità del punto e la velocità di propagazione dell'onda nel terreno.

In accordo con l'equazione (4.32), il livello di deformazione medio, γ , indotto nel terreno durante i terremoti applicati nelle prove in centrifuga, è stato ricavato dal rapporto tra il massimo valore della velocità calcolata a metà dello strato di sabbia e la velocità dell'onda di taglio, ricavata a partire dal fattore di amplificazione. La velocità è stata calcolata mediante integrazione del segnale registrato dal trasduttore A5; come proposto da Brennan *et al.* (1995), prima dell'integrazione le accelerazioni sono state filtrate con un filtro passa-alto ($f > 25$ Hz alla scala del modello) per evitare che l'informazione contenuta alle basse frequenze introducesse errori di *baseline* nella traccia delle velocità.

Il potenziale errore nel calcolo della deformazione di taglio è definito da

$$\frac{\Delta\gamma}{\gamma} = \frac{\Delta v}{v} + \frac{\Delta V_S}{V_S} \quad (4.33)$$

dove $\Delta V_S/V_S$ è stato calcolato a partire dal fattore di amplificazione ($\Delta V_S/V_S = 3\%$), mentre $\Delta v/v$ è l'errore percentuale associato alla determinazione di v attraverso l'integrazione delle accelerazioni. Poichè in generale $v = \int_0^t a dt$ si ha che

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{\Delta a}{a} + \frac{\Delta t}{t} \quad (4.34)$$

dove l'errore percentuale $\Delta t/t$, associato al metodo di integrazione, è pari a $\Delta t/T = 0.06\%$, dove $\Delta t = 0.00025$ s è l'intervallo di campionamento del segnale e $T = 0.4$ s è la durata dell'evento sismico, entrambi calcolati alla scala del modello. L'errore $\Delta a/a$ è associato, invece, alla risoluzione degli accelerometri piezoelettrici ed è pari al 5%. Quindi, l'errore percentuale nella determinazione della deformazione di taglio è circa pari a 8%.

4.4.4 Curve $G - \gamma$ e $D - \gamma$

Nella Figura 4.13 i valori del modulo di deformazione a taglio ricavati per la prova CW6, secondo le procedure descritte nei Paragrafi 4.4.1 (Thusyanthan, 2005), 4.4.2 (Brennan *et al.*, 2005) e 4.4.3 (Conti *et al.*, 2010), sono confrontati con i dati di prove di taglio torsionale e colonna risonante eseguite in laboratorio su provini di sabbia Leighton Buzzard 100/70, frazione E (Visone, 2008). Per tenere conto della diversa densità relativa e stato di addensamento tra modelli fisici e dati di laboratorio, i valori del modulo di taglio ricavati dall'elaborazione delle prove in centrifuga sono stati normalizzati rispetto al modulo di taglio a piccole deformazioni, definito dalla relazione

$$G_0 = f(e_0) \cdot (p^{0.5} + 3.9) \quad [\text{kPa}] \quad (4.35)$$

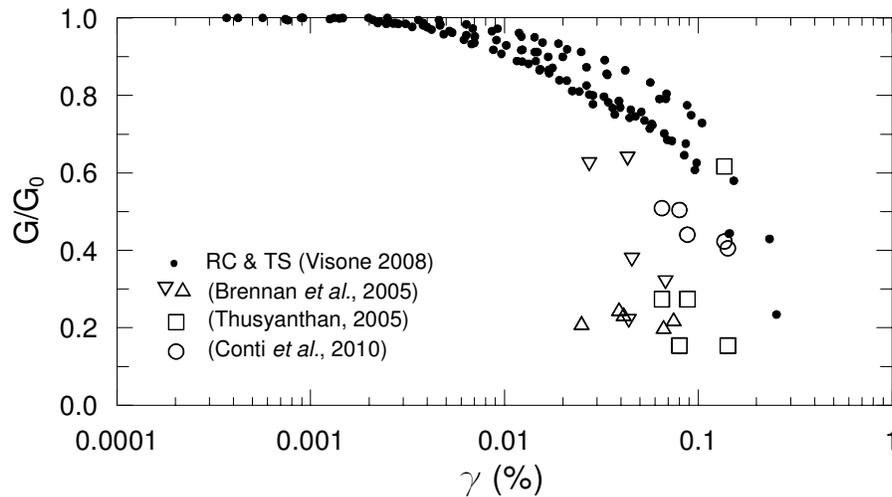


Figura 4.13: Prova CW6, tutti i terremoti: modulo di rigidezza a taglio calcolato secondo le procedure proposte da Brennan *et al.* (2005), Thusyanthan (2005) e Conti *et al.* (2010). Confronto con i dati sperimentali (Visone, 2008)

con

$$f(e_0) = 3230 \frac{(2.973 - e_0)^2}{1 + e_0} \quad (4.36)$$

Nelle equazioni (4.35) e (4.36), e_0 è l'indice dei vuoti iniziale della sabbia, stimato a partire dal peso del modello calcolato prima della prova, mentre p' (espressa in kPa) è la tensione media efficace agente a metà dello strato di sabbia in condizioni di campo libero, calcolata come

$$p' = \gamma z \frac{(1 + 2k_0)}{3} \quad (4.37)$$

dove $k_0 = 1 - \sin(\phi_{cr})$ è il coefficiente di spinta a riposo e γ è il peso specifico del terreno. Le equazioni (4.35) e (4.36) sono state ricavate a partire dalla relazione empirica per G_0 proposta da Hardin e Drnevich (1972), modificata per interpolare i dati sperimentali disponibili per la sabbia Leighton Buzzard 100/70, frazione E (Visone, 2008). I valori del modulo di taglio calcolati secondo la procedura descritta nel Paragrafo 4.4.1, e considerati con buona approssimazione rappresentativi della profondità media dello strato di sabbia, sono riferiti al livello di deformazione calcolato secondo la procedura descritta nel Paragrafo 4.4.3. Dalla Figura 4.13 si osserva che i valori del modulo di taglio ottenuti a partire dal fattore di amplificazione sono in buon accordo con la curva di decadimento ricavata dai dati di laboratorio, mentre i valori ottenuti secondo le procedure definite da Thusyanthan (2005) e Brennan *et al.* (2005) sono decisamente più dispersi.

La Figura 4.14 mostra i valori del modulo di deformazione a taglio e del fattore di smorzamento ricavati per tutte le prove in centrifuga, secondo la procedura descritta nel Paragrafo 4.4.3. I risultati sono confrontati con i dati di prove di taglio torsionale e colonna risonante eseguite in laboratorio su provini della stesa sabbia (Visone, 2008). Le deformazioni distorsionali mobilitate nel corso delle prove su paratie a sbalzo sono

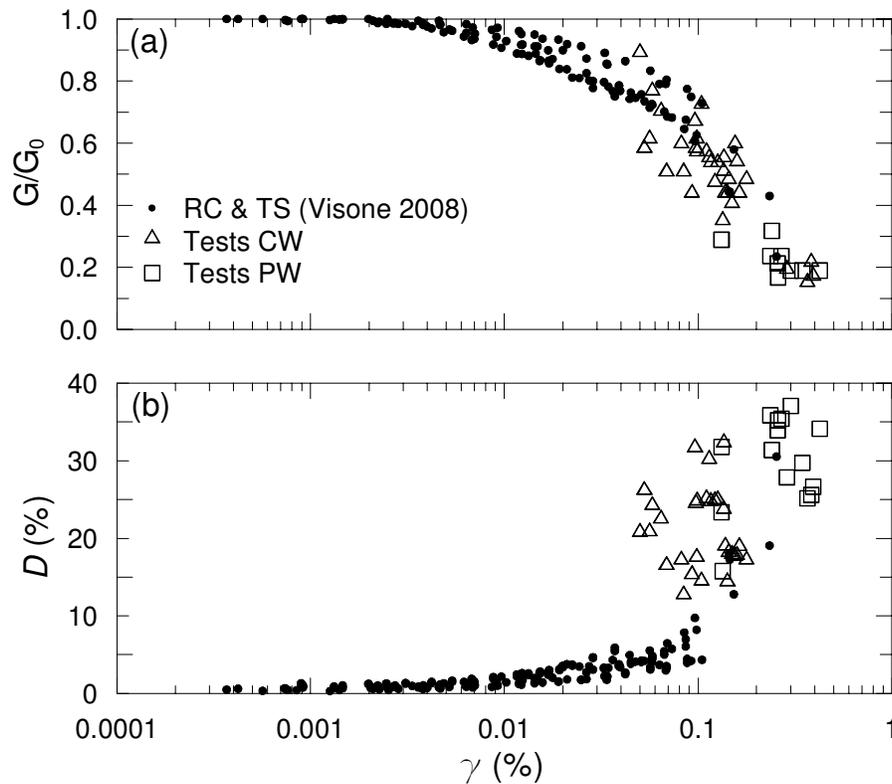


Figura 4.14: Tutte le prove: (a) modulo di rigidità a taglio e (b) fattore di smorzamento, in funzione della deformazione a taglio mobilitata

generalmente più piccole di quelle mobilitate nelle prove su paratie vincolate, a causa delle ampiezze e delle frequenze nominali più piccole adottate per i segnali di ingresso. L'accordo tra i risultati ottenuti per i modelli fisici e i dati di laboratorio è molto buono in termini di G , meno per quanto riguarda il fattore di smorzamento D .

4.5 Amplificazione delle accelerazioni

I fenomeni di amplificazione sismica indotti in un banco di terreno indefinito, sottoposto a sollecitazioni dinamiche, dipendono essenzialmente da due fattori: il contenuto in frequenza del terremoto e la frequenza naturale di vibrazione del banco, funzione delle caratteristiche di rigidità del terreno - quindi dello stato di addensamento, dello stato tensionale *in situ* e del livello di deformazione indotto dal terremoto (Hardin e Drnevich, 1972) - e della profondità dello strato. In presenza di scavi, ulteriori amplificazioni possono essere generate a causa di effetti bidimensionali o tridimensionali associati all'interazione tra terreno e struttura nell'intorno dell'opera (Callisto *et al.*, 2008).

In questo paragrafo sono mostrati i fenomeni di amplificazione osservati all'interno dello strato di sabbia durante le prove in centrifuga; in particolare sono indagati gli effetti associati allo stato di addensamento del terreno, alla presenza dello scavo e al contenuto in

frequenza delle sollecitazioni dinamiche applicate. Tali fenomeni sono di seguito descritti in termini della massima accelerazione, a_{\max} , e dell'intensità di Arias, I_a , dei segnali registrati in prossimità della superficie lungo tre diverse sezioni: in condizioni di campo libero (A6) e dietro le paratie destra (A9) e sinistra (A12). Inoltre, le storie temporali delle accelerazioni di punti interni al banco di sabbia, lontano o in prossimità dello scavo, sono state elaborate per studiare la variabilità dei fenomeni di amplificazione all'interno del mezzo e lo sfasamento delle accelerazioni rispetto al segnale di ingresso.

4.5.1 Amplificazione delle accelerazioni in superficie

La Figura 4.15 mostra la massima accelerazione misurata in superficie in condizioni di campo libero (A6) in funzione della massima accelerazione registrata alla base del modello (A1), relative a tutte le prove su paratie a sbalzo (CW) e vincolate (PW). Sono inoltre riportate le accelerazioni di picco misurate in superficie durante i terremoti del Montenegro (1979), di Città del Messico (1985) e della Baia di San Francisco (1989), in funzione di quelle registrate su roccia, e i risultati delle analisi numeriche di risposta sismica locale realizzate da Idriss (1990), Kavazanjian e Matasovic (1995) e Singh e Sun (1995) con modelli lineari equivalenti e non lineari. È necessario osservare che tutti i dati di letteratura, ottenuti sia dalle registrazioni accelerometriche sia dalle analisi numeriche, sono relativi a terreni coesivi teneri. In accordo con Singh e Sun (1995), le prove dinamiche in centrifuga mostrano sempre fenomeni di amplificazione delle accelerazioni, sia nelle prove su paratie a sbalzo, caratterizzate da valori di a_{\max} alla base del modello inferiori a $0.2g$, sia in quelle su paratie vincolate, per le quali i valori di a_{\max} alla base sono compresi tra $0.2g$ e $0.5g$. Non sono, invece, presenti fenomeni di deamplificazione, riportati da Idriss (1990) per elevati valori di accelerazione e attribuibili alla non linearità e ai bassi valori di rigidità esibiti dal terreno ad elevate deformazioni.

La Figura 4.16 mostra il confronto tra i risultati relativi alle prove realizzate in sabbia densa (CW1, CW3, CW6, PW1) e sciolta (CW2, CW4, CW5, PW2, PW4), al fine di evidenziare qual è l'influenza dello stato di addensamento sui fenomeni di amplificazione all'interno dei modelli. In particolare sono riportati i valori della massima accelerazione (Fig.4.16 a e b) e dell'Intensità di Arias (Fig. 4.16 c e d) misurati in superficie in condizioni di campo libero (A6) in funzione dei rispettivi valori misurati alla base dei modelli (A1). La relazione tra le accelerazioni massime in superficie e alla base è pressochè lineare nelle prove su sabbia densa (Fig. 4.16a), nelle quali si hanno sempre amplificazioni di circa il 40%. Nelle prove su sabbia sciolta (Fig. 4.16b), le massime accelerazioni in superficie sono maggiori di circa il 40 – 50% rispetto a quelle misurate alla base per valori di a_{\max} alla base inferiori a $0.2g$, mentre sono maggiori di circa il 20% per valori di $a_{\max} > 0.2g$. I fenomeni di amplificazione, descritti in termini di Intensità di Arias, mostrano un andamento completamente diverso: la relazione tra I_a in superficie e alla base è ancora lineare per valori di $I_a < 3m/s$ alla base dei modelli, con amplificazioni di circa il 50%, mentre

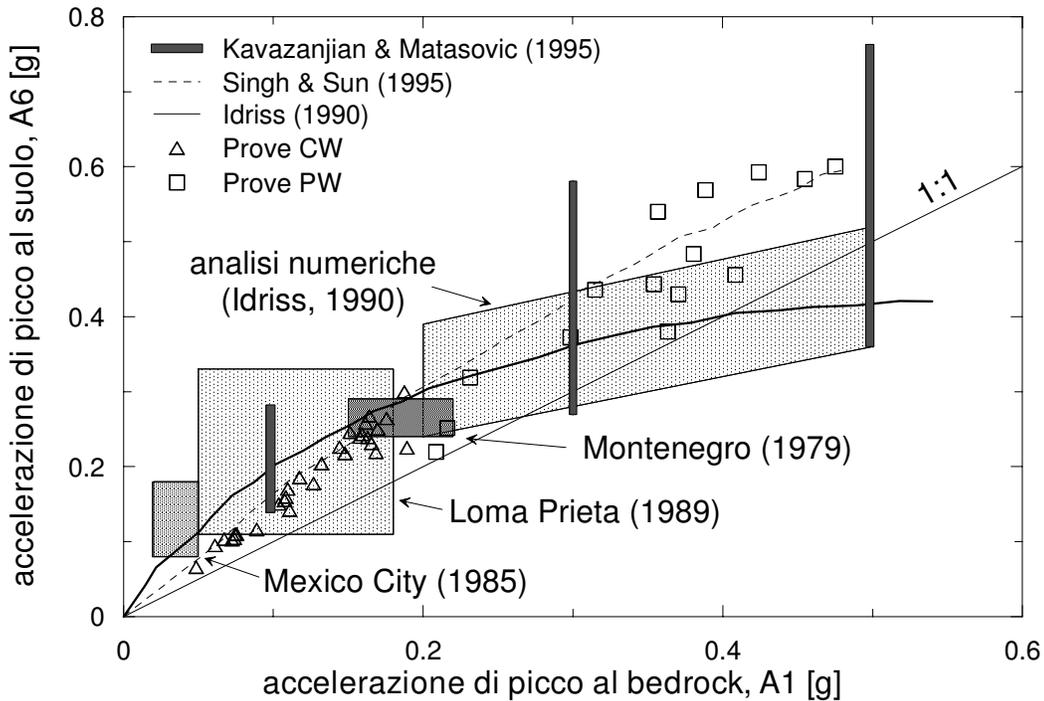


Figura 4.15: Variazione dell'accelerazione massima in superficie (A_6) con l'accelerazione massima alla base (A_1) nelle prove in centrifuga. Confronto con i dati di letteratura relativi a terreni coesivi teneri

i dati sono decisamente più dispersi per valori di $I_a > 3$ m/s, con amplificazioni massime del 500 – 600 %. Non vi sono, infine, differenze tra modelli in sabbia densa e sciolta.

Nella Figura 4.17 sono riportati i valori della massima accelerazione (Fig. 4.17 a e b) e dell'Intensità di Arias (Fig. 4.17 c e d) misurati in superficie in condizioni di campo libero (A_6) e in prossimità delle due paratie (A_9 e A_{12}) in funzione dei rispettivi valori misurati alla base dei modelli (A_1). I dati sono relativi a tutte le prove CW e PW. Per valori di a_{max} alla base del modello inferiori a 0.2 g, la relazione tra le accelerazioni massime in superficie e alla base è pressochè lineare, sia in condizioni di campo libero sia in prossimità dello scavo, con amplificazioni di circa il 40 – 50 %. Per valori di $a_{max} > 0.2$ g, invece, le accelerazioni a tergo delle paratie sono leggermente maggiori di quelle misurate lontano dallo scavo. In termini di Intensità di Arias, le amplificazioni osservate a partire dagli accelerometri A_9 e A_{12} sono del tutto analoghe a quelle mostrate in condizioni di campo libero (A_6): la relazione tra I_a in superficie e alla base è ancora lineare per valori di $I_a < 3$ m/s alla base dei modelli, con amplificazioni di circa il 50 %, mentre i dati sono decisamente più dispersi per valori di $I_a > 3$ m/s, con amplificazioni massime del 500 – 600 %.

Come osservato nelle Figure 4.16 e 4.17, i fenomeni di amplificazione risultano molto più evidenti se descritti in termini di Intensità di Arias e, inoltre, i valori di I_a registrati in superficie nelle prove su paratie vincolate (PW) sono decisamente maggiori rispetto a quelli misurati nelle prove su paratie a sbalzo (CW). Poichè i fenomeni di amplificazione dipendono principalmente dal rapporto tra la frequenza nominale del segnale di ingresso

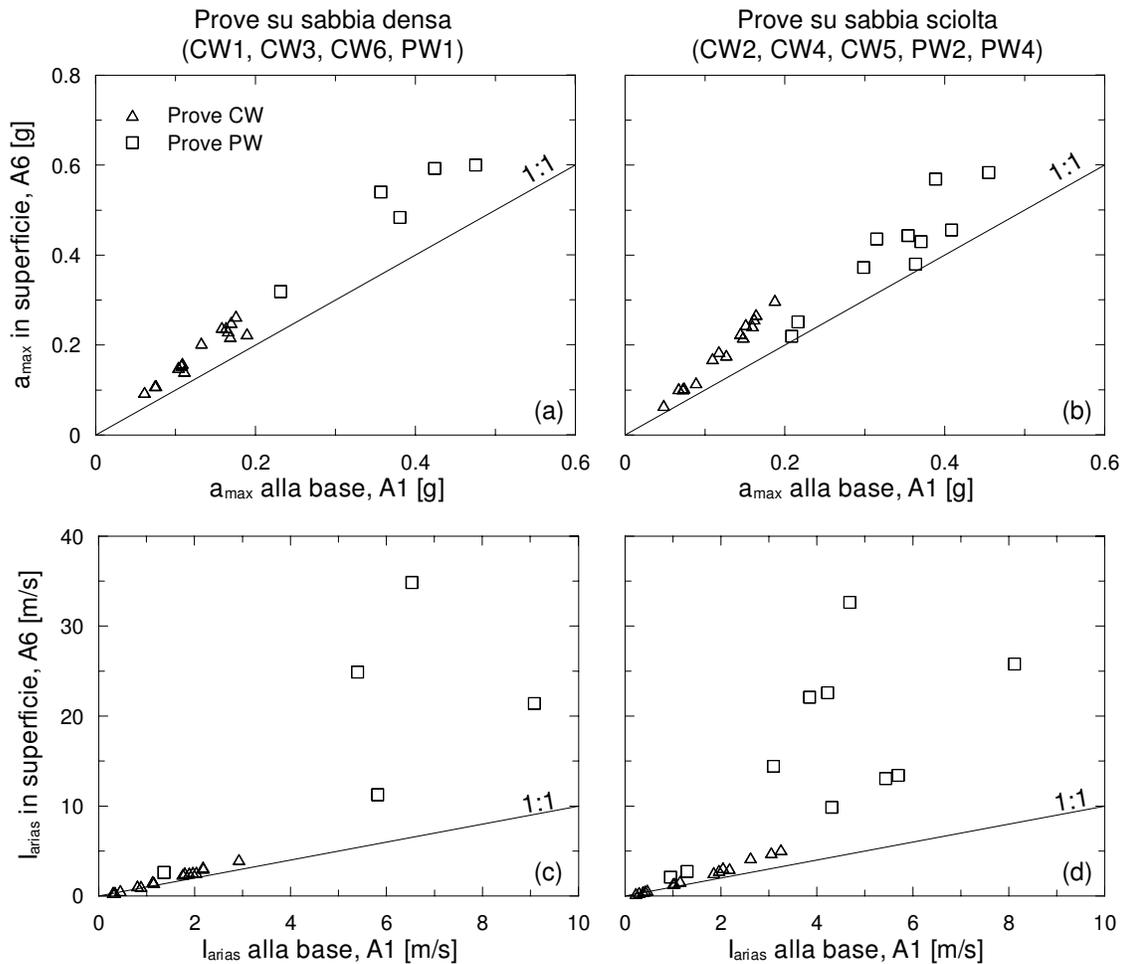


Figura 4.16: Amplificazioni nelle prove in centrifuga: confronto tra prove realizzate in sabbia sciolta e densa, in termini di accelerazioni massime (a e b) e intensità di Arias (c e d)

e la frequenza fondamentale dello strato di sabbia, f_{inp}/f_n , le sostanziali differenze tra le due tipologie di prova sono dovute al diverso contenuto in frequenze dei segnali di ingresso.

La Figura 4.18 riporta, in funzione del rapporto f_{inp}/f_n , l'amplificazione delle accelerazioni massime (Fig 4.18 a) e dell'intensità di Arias (Fig 4.18 b), in tutti i modelli, descritte in termini del rapporto tra le grandezze misurate in prossimità della superficie (A6, A9, A12) e le corrispondenti grandezze per il segnale di ingresso (A1). Per le prove su modelli di paratia a sbalzo, la frequenza nominale del segnale è sempre molto minore della frequenza fondamentale dello strato ($f_{\text{inp}}/f_n \leq 0.3$) e le amplificazioni sono molto contenute, sia in termini di accelerazioni, sia in termini di intensità di Arias. Nelle prove su modelli di paratia vincolata, invece, le frequenze caratteristiche dei segnali di ingresso sono decisamente maggiori ($0.4 \leq f_{\text{inp}}/f_n \leq 1$) e le amplificazioni aumentano notevolmente, soprattutto per i terremoti con frequenza nominale prossima a quella dello strato di sabbia. Dall'esame dei risultati riportati nella Figura 4.18 è ancora possibile riconoscere che l'amplificazione delle accelerazioni massime, anche nei casi in cui la frequenza nominale

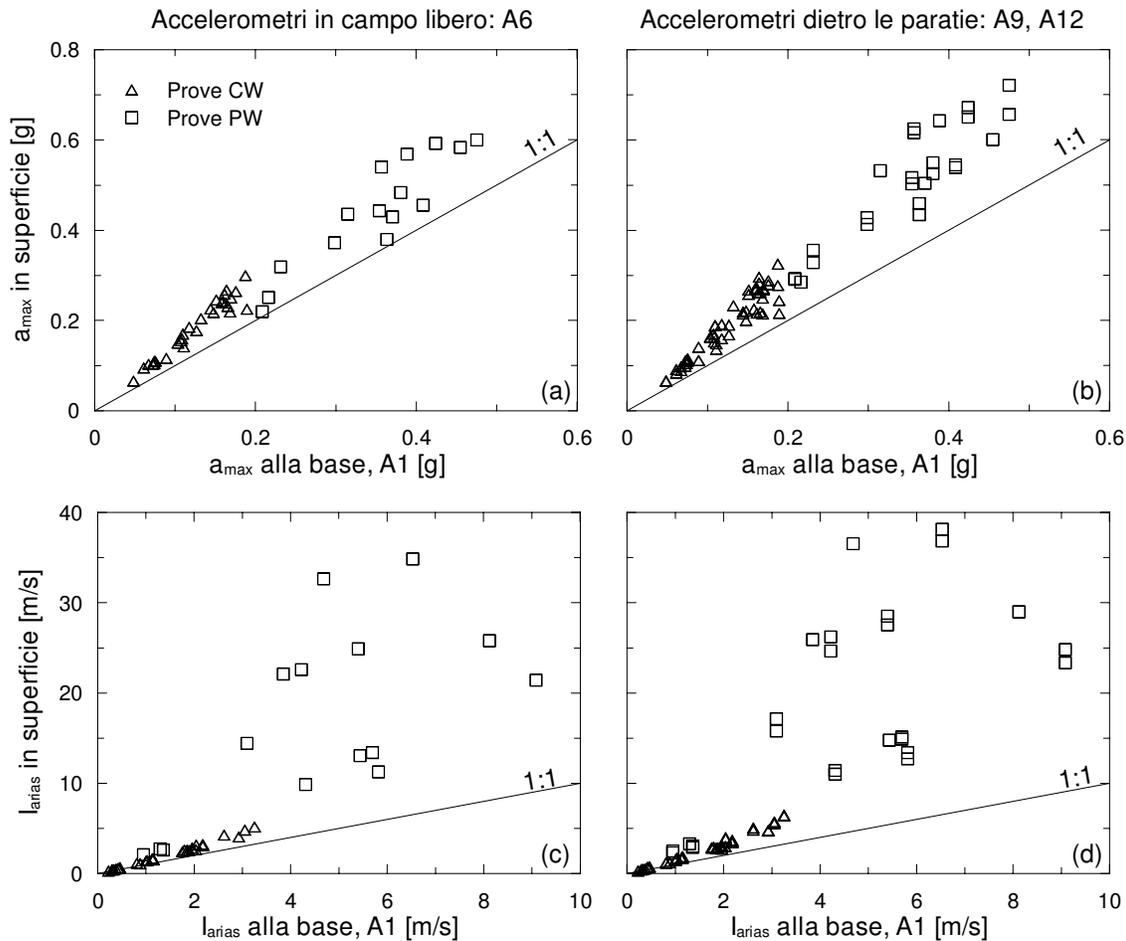


Figura 4.17: Amplificazioni nelle prove in centrifuga: confronto tra le accelerazioni misurate in condizioni di campo libero e in prossimità dello scavo, in termini di accelerazioni massime (a e b) e intensità di Arias (c e d)

del segnale di ingresso è prossima a quella fondamentale, è comunque modesta e sempre compresa tra 1 e 1.8. Inoltre, l'assenza di una chiara dipendenza da f_{inp}/f_n dipende dalla natura del segnale di ingresso: sebbene la frequenza nominale sia quella predominante nello spettro di Fourier, esistono sempre frequenze maggiori cui compete un contenuto energetico non trascurabile (vedi *e.g.* Fig 4.19 a). Al contrario, l'amplificazione dell'intensità di Arias è molto più significativa, raggiungendo valori massimi anche di $6 \div 8$ per frequenze nominali prossime a quella fondamentale.

L'amplificazione dell'intensità di Arias può essere calcolata come:

$$I_a/I_{a_inp} = (a_{max}/a_{max_inp})^2 \cdot \frac{\int_0^\infty [a(t)/a_{max}]^2 dt}{\int_0^\infty [a(t)/a_{max_inp}]^2 dt} \quad (4.38)$$

ossia, l'amplificazione dell'intensità di Arias dipende in parte dal quadrato dell'amplificazione dell'accelerazione massima e in parte dalla diversa forma del segnale, che si traduce

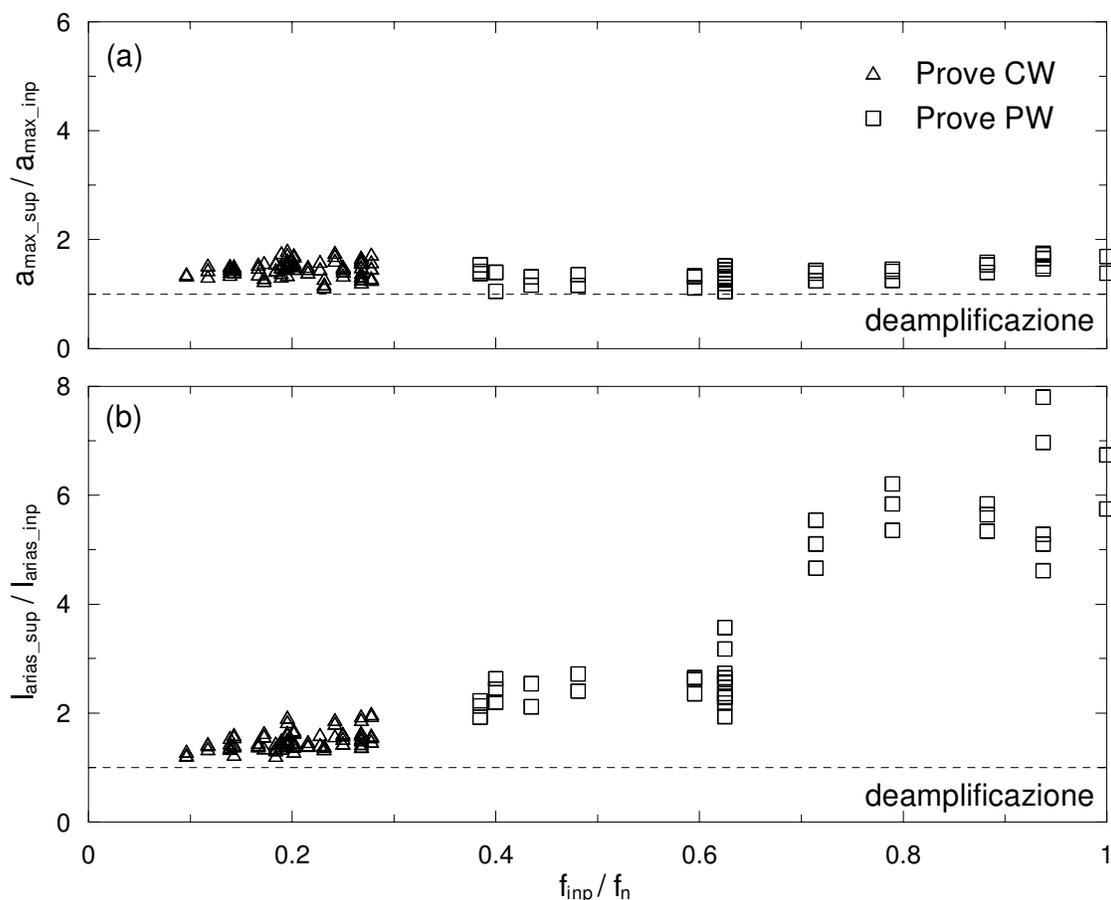


Figura 4.18: Amplificazioni in superficie (A6, A9, A12) in tutte le prove in centrifuga, in termini di: (a) accelerazione massima e (b) Intensità di Arias

nell'integrale del quadrato della forma dell'accelerogramma. Nelle prove in centrifuga, il quadrato dell'amplificazione dell'accelerazione massima è pressochè indipendente dal rapporto f_{inp}/f_n e sempre inferiore a 3.3. Poichè la durata della storia temporale delle accelerazioni in superficie è confrontabile con quella del segnale di ingresso, il rapporto degli integrali nell'Equazione (4.38) dipende principalmente dalla forma dei segnali accelerometrici. Nel caso in cui la frequenza nominale del segnale di ingresso è prossima a quella fondamentale dello strato, la notevole amplificazione della frequenza nominale rende il segnale in superficie più simile ad una perfetta armonica di frequenza pari a quella nominale.

A titolo di esempio, la Figura 4.19 confronta la storie temporali delle accelerazioni e lo spettro di Fourier delle ampiezze del il segnale di ingresso (Fig. 4.19a) e di quello registrato in superficie (Fig. 4.19b) per la prova PW4, terremoto EQ4, con frequenza nominale pari a 1.5 Hz. Dal confronto tra gli spettri di Fourier delle ampiezze si osserva la notevole amplificazione della frequenza nominale, prossima al valore della frequenza naturale del banco, pari a 1.6 Hz, e l'effetto che questa amplificazione ha sulla forma dell'accelerogramma; rapporto tra le accelerazioni massime è quindi pari a 1.5, mentre il

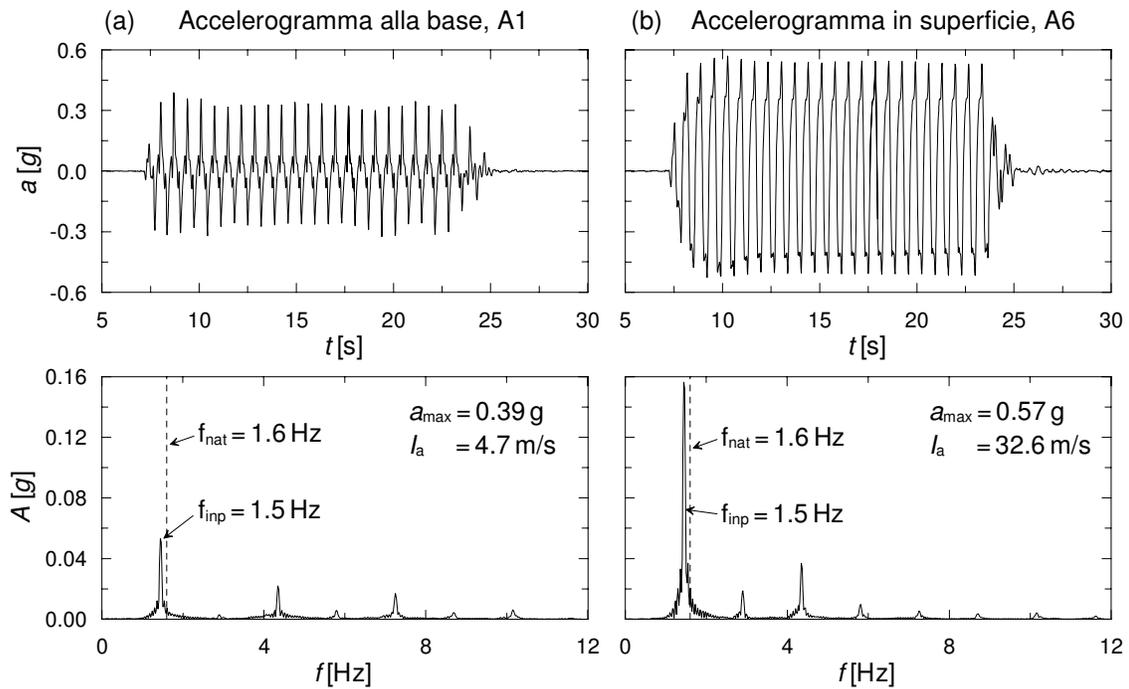


Figura 4.19: Prova PW4, terremoto EQ4. Storia temporale delle accelerazioni e spettro di Fourier delle ampiezze di: (a) segnale di ingresso, A1, e (b) segnale registrato in superficie, A6

rapporto tra i valori dell'intensità di Arias è pari a 6.9.

4.5.2 Variabilità spaziale delle accelerazioni

La variabilità dei fenomeni di amplificazione all'interno del banco di sabbia è stata studiata elaborando le accelerazioni misurate in punti interni al banco di sabbia, lontano o in prossimità dello scavo, in termini di accelerazioni massime e intensità di Arias.

Il comportamento osservato in tutte le prove su paratie a sbalzo è lo stesso, indipendentemente dallo stato di addensamento del terreno e, analogamente, anche le tre prove su paratie vincolate non presentano sostanziali differenze. A titolo di esempio, quindi, la Figura 4.20 mostra i profili di amplificazione delle massime accelerazioni e dell'intensità di Arias relativi alle sole prove CW1 su paratie a sbalzo (Fig. 4.20a e b) e PW1 su paratie vincolate (Fig. 4.20c e d). I dati corrispondono a tre diverse sezioni verticali nei modelli: in condizioni di campo libero (ff: A5, A6) e dietro la paratia destra (rw: A7, A8, A9) e sinistra (lw: A10, A11, A12). In entrambe le prove, le amplificazioni delle accelerazioni sono massime in superficie e, come osservato nel Paragrafo 4.5.1, sono inferiori a 2. Tuttavia, mentre in CW1 le accelerazioni aumentano sempre muovendosi verso la superficie dello strato, in PW1 si osserva, in corrispondenza delle quote intermedie, deamplificazioni durante i terremoti EQ1 e EQ3 e riduzione delle amplificazioni durante gli altri terremoti. Per quanto riguarda le amplificazioni dell'intensità di Arias, nella prova CW1 il comportamento osservato è analogo a quanto descritto per le accelerazioni: per tutti i terremoti si

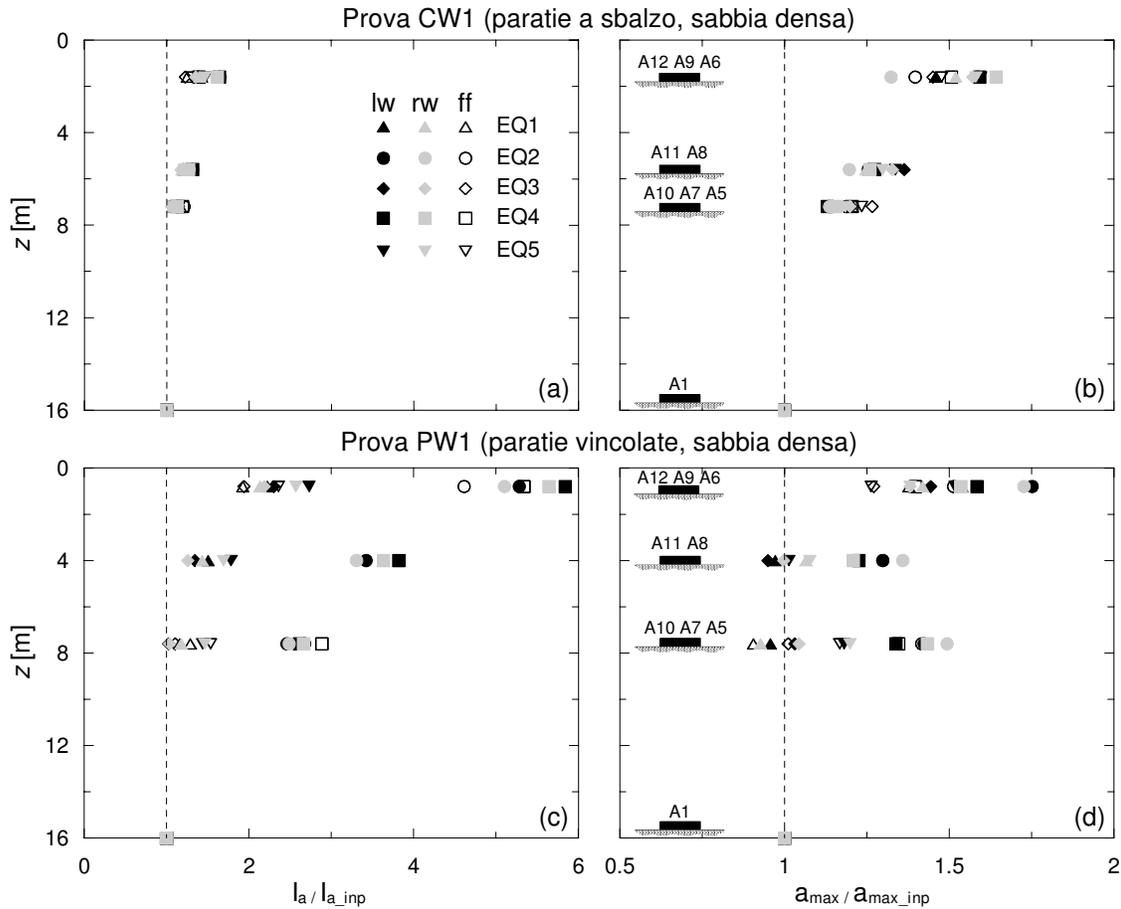


Figura 4.20: Profili di amplificazione per le prove CW1 (a,b) e PW1 (c,d) in termini di accelerazione massima e intensità di Arias riferite ai valori delle corrispondenti grandezze per i segnali di ingresso

hanno progressive amplificazioni muovendosi verso la superficie, con valori massimi sempre inferiori a 2. Anche nella prova PW1 si registrano progressive amplificazioni verso la superficie del modello; inoltre, a tutte le quote i valori massimi si hanno durante i terremoti EQ2 e EQ4, per i quali la frequenza nominale del segnale di ingresso è prossima a quella fondamentale dello strato.

4.5.3 Sfasamento delle accelerazioni

Come osservato da Steedman e Zeng (1990), lo sfasamento delle accelerazioni all'interno dello strato di sabbia dipende dal modulo di rigidità a taglio del terreno (G) e, quindi, anche dal livello di deformazione indotto dal terremoto. In particolare, lo sfasamento tra le accelerazioni imposte alla base del modello e quelle misurate in superficie aumenta al diminuire di G e, quindi, all'aumentare dell'intensità del terremoto.

Lo sfasamento $\Delta\phi$ tra le accelerazioni misurate in due punti del terreno è calcolato come:

$$\Delta\phi = 2\pi f_{inp} \Delta t \quad (4.39)$$

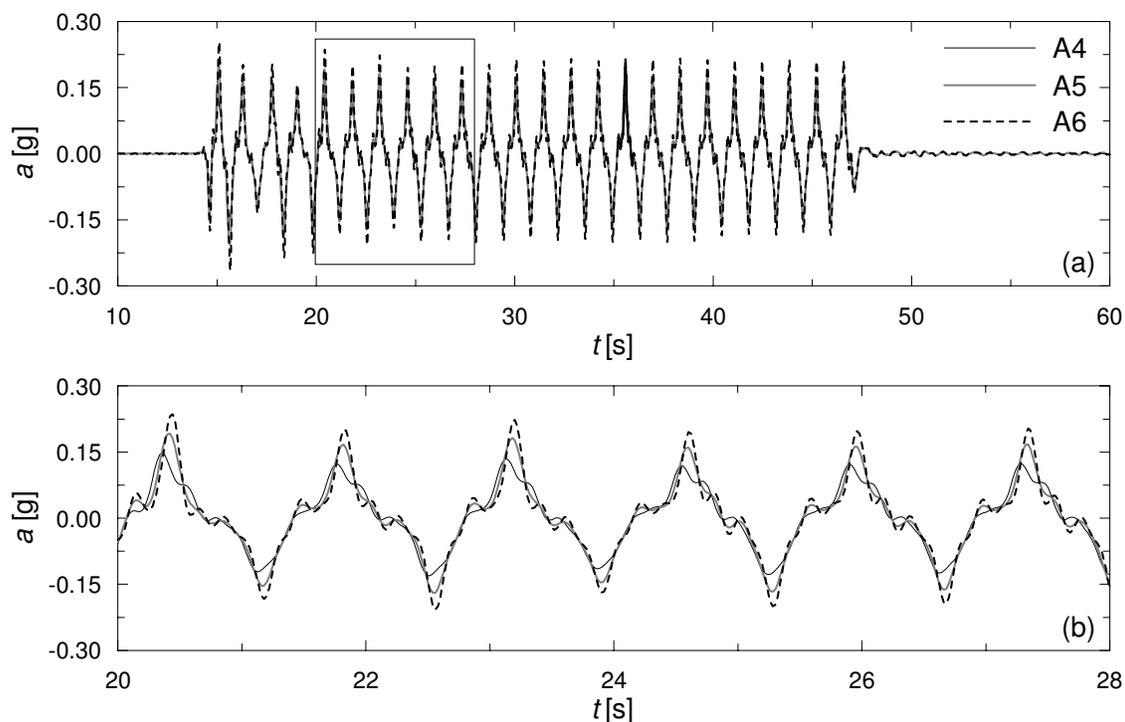


Figura 4.21: Prova CW1, terremoto EQ4: storia temporale delle accelerazioni misurate lungo la sezione di campo libero dagli accelerometri A4, A5 e A6 (a) e particolare dello sfasamento tra i segnali (b)

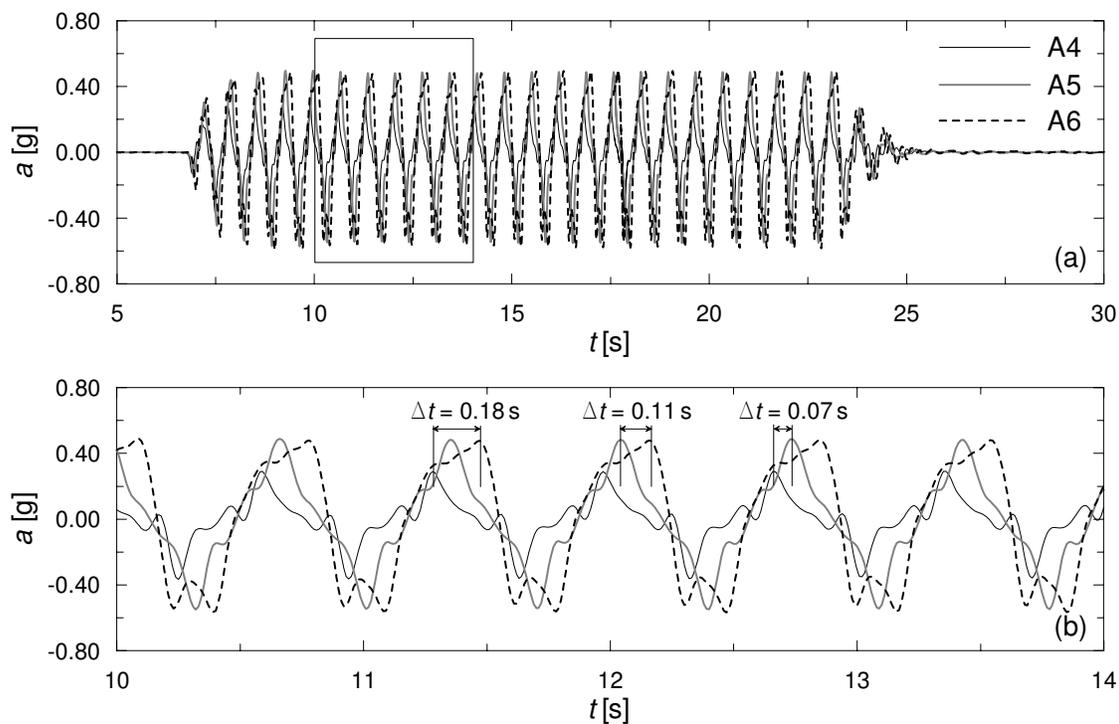


Figura 4.22: Prova PW1, terremoto EQ4: storia temporale delle accelerazioni misurate lungo la sezione di campo libero dagli accelerometri A4, A5 e A6 (a) e particolare dello sfasamento tra i segnali (b)

dove Δt è il tempo necessario affinché l'onda si propaghi tra i due punti considerati e f_{inp} è la frequenza nominale del segnale di ingresso. Le Figure 4.21 e 4.22 mostrano le storie temporali delle accelerazioni misurate nella sezione di campo libero (A4, A5, A6) durante il terremoto EQ4 nelle prove CW1 (Fig. 4.21) e PW1 (Fig. 4.22). In entrambe le prove, il terremoto EQ4 è l'evento cui sono associate le accelerazioni e i fenomeni di amplificazione maggiori all'interno del modello. Di conseguenza, è durante tale terremoto che si hanno gli sfasamenti più grandi tra i segnali accelerometrici registrati. Come si può osservare dalla Figura 4.21, nella prova CW1 non si hanno apprezzabili sfasamenti tra le accelerazioni misurate: l'intero strato di sabbia è quindi accelerato in fase e l'unico effetto associato alla deformabilità del terreno è l'amplificazione delle accelerazioni. Nella prova PW1 (Fig. 4.22) lo sfasamento registrato tra gli accelerometri A4 e A5 è pari a circa 38° , mentre si ha uno sfasamento di circa 97° tra la base e la superficie del modello (accelerometri A4 e A6); lo sfasamento tra gli accelerometri A5 e A6, posti all'incirca in corrispondenza della quota del piede e della testa delle paratie, è di circa 59° . Il diverso comportamento osservato nelle due prove è dovuto ai differenti valori di accelerazione impressa al terreno durante gli eventi sismici e, quindi, ai diversi valori di deformazione indotti nello strato di sabbia: la massima accelerazione registrata in superficie durante il terremoto EQ4 nella prova CW1 è pari a $0.27g$, e i valori della deformazione distorsionale e del modulo di rigidezza a taglio calcolati a metà del banco sono rispettivamente pari a 0.16% e 52 MPa ; al contrario, durante il terremoto EQ4 nella prova PW1, la massima accelerazione misurata in superficie è pari a $0.59g$, e i valori della deformazione distorsionale e del modulo di rigidezza a taglio calcolati a metà del banco sono rispettivamente pari a 0.39% e 19 MPa . In ogni caso, sia nelle prove su paratie a sbalzo sia in quelle su paratie vincolate, il volume di terreno posto a tergo delle paratie è con buona approssimazione accelerato in fase.

4.6 Prove su paratie vincolate

In questo paragrafo sono presentati i risultati di due prove realizzate su coppie di paratie vincolate in sabbia sciolta (PW2) e densa (PW1). Lo schema dei modelli e la posizione della strumentazione al loro interno sono già stati mostrati nel Paragrafo 3.9.

Gli effetti di amplificazione sulle accelerazioni all'interno dei modelli sono già stati trattati nel Paragrafo 4.5 relativamente a tutte le prove realizzate. In questo paragrafo l'attenzione è rivolta principalmente al comportamento delle paratie durante gli eventi sismici: sono quindi discussi i risultati in termini di sollecitazioni e spostamenti degli elementi strutturali.

4.6.1 Prova PW2

La prova PW2 è stata eseguita su un modello di coppia di paratie vincolate in testa, in sabbia sciolta. La sabbia ha una densità relativa $D_r = 42\%$, corrispondente a un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 14.37\text{ kN/m}^3$ e a un indice dei vuoti $e = 0.84$.

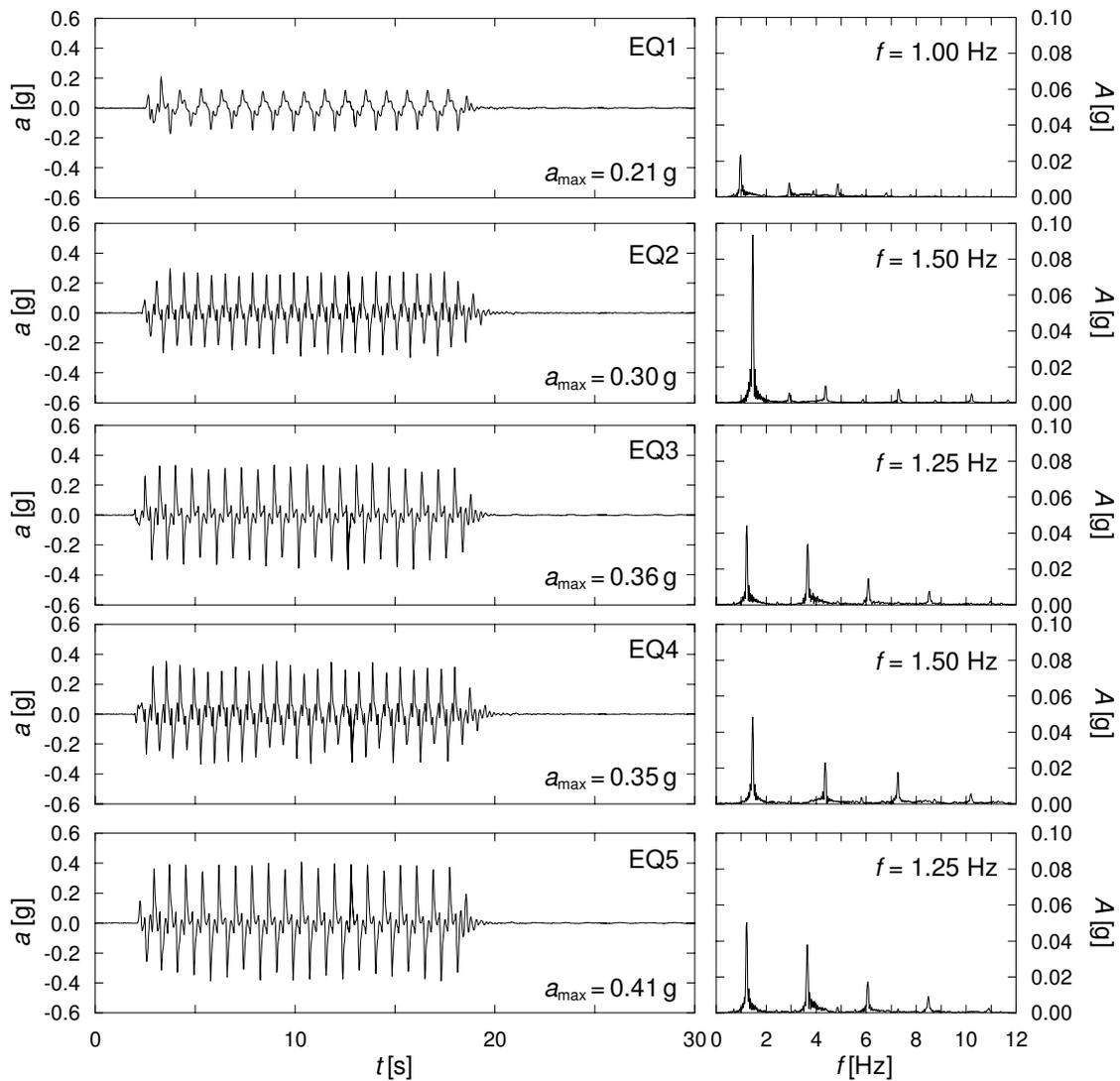


Figura 4.23: Prova PW2: storie temporali e spettri di Fourier delle ampiezze dei segnali di ingresso (A1)

Il modello è stato sottoposto a cinque terremoti di intensità e frequenza variabile e durata pari a 16 s. Tutte le caratteristiche degli eventi sismici sono state già riportate nella Tabella 3.14. La Figura 4.23 mostra le storie temporali e gli spettri di Fourier delle ampiezze dei segnali di ingresso applicati alla base del modello (A1). La massima accelerazione orizzontale del segnale di ingresso più intenso, EQ5, è pari a 0.41 g. Le frequenze nominali dei terremoti sono comprese tra 1 Hz e 1.5 Hz.

Sfasamento delle sollecitazioni

Nel Paragrafo 4.5.3 si è mostrato che, in tutte le prove realizzate, non si hanno sfasamenti maggiori di 180° tra le accelerazioni misurate a quote differenti all'interno dello strato di sabbia. In particolare, dall'analisi del terremoto EQ4 nella prova PW1 si è visto che, anche durante gli eventi sismici cui sono associate le massime accelerazioni, lo sfasamento

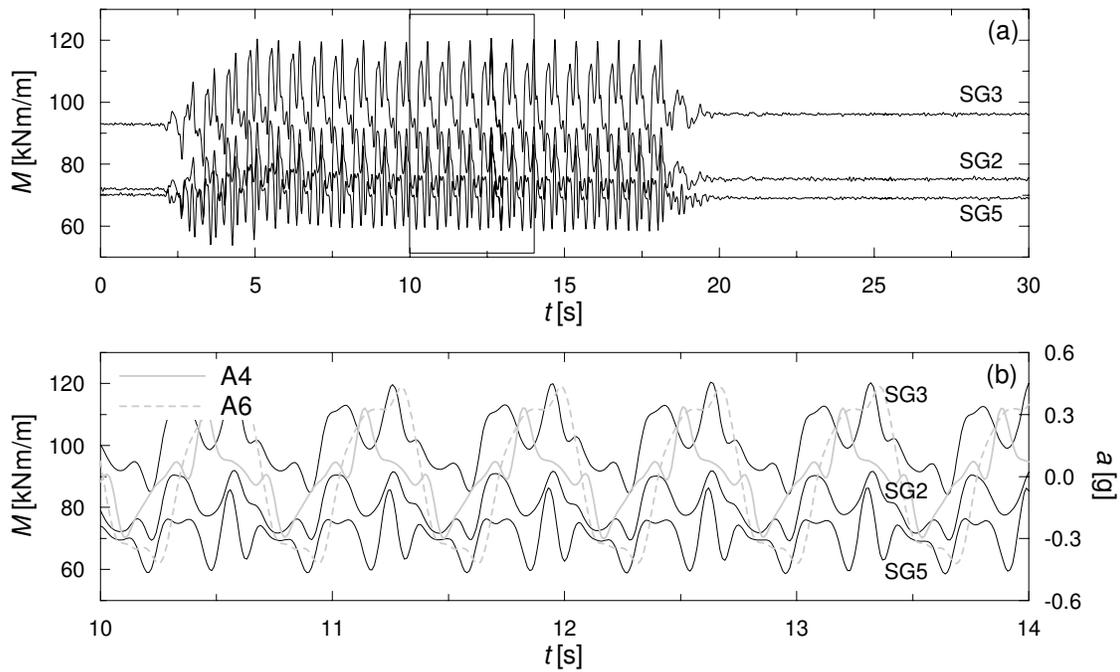


Figura 4.24: Prova PW2, terremoto EQ4: storie temporali dei momenti flettenti misurati dagli *strain gauge* SG2, SG3, SG5 posizionati sulla paratia destra

calcolato tra gli accelerometri A5 e A6, posti in corrispondenza della quota del piede e della testa delle paratie, risulta inferiore a 60° . Questo comporta che anche le sollecitazioni indotte nelle paratie a quote differenti sono in fase tra loro. La Figura 4.24 mostra le storie temporali dei momenti flettenti misurati dai trasduttori SG2, SG3 e SG5, posti rispettivamente a 2.4 m, 3.5 m e 5.8 m dalla sommità della paratia destra (distanze alla scala del prototipo), e riferite al terremoto EQ4. È evidente che i segnali registrati sono in fase tra loro e la frequenza con cui variano le sollecitazioni nel tempo è proprio pari alla frequenza nominale dell'accelerazione imposta al modello ($f_{inp} = 1.5$ Hz); infine, le sollecitazioni sono sostanzialmente in fase con l'accelerazione misurata in superficie (A6).

Una volta verificato che le sollecitazioni misurate su una paratia, a quote differenti, sono in fase tra loro e con le accelerazioni registrate nel terreno alla medesima quota (A5, A6), è interessante osservare come variano le sollecitazioni in tutti gli elementi strutturali del sistema (paratie + puntoni) in risposta alle accelerazioni ad esso applicate. La Figura 4.25 riporta le storie temporali della forza assiale misurata in uno dei puntoni (LC1), dei momenti flettenti nelle due paratie (SG3) e delle accelerazioni misurate in condizioni di campo libero (A4, A5, A6), relative al terremoto EQ1. Per chiarezza di rappresentazione ci si è riferiti ad un intervallo temporale compreso tra 5 s e 10 s; inoltre, nella convenzione adottata le accelerazioni sono positive quando il modello è accelerato verso destra (vedi Fig. 3.26). Negli istanti di tempo in cui le accelerazioni nel modello sono massime, i momenti flettenti nella paratia destra sono massimi, mentre sono minimi in quella sinistra ($t = t_1$). Al contrario, per valori negativi dell'accelerazione il terreno è accelerato verso sinistra,

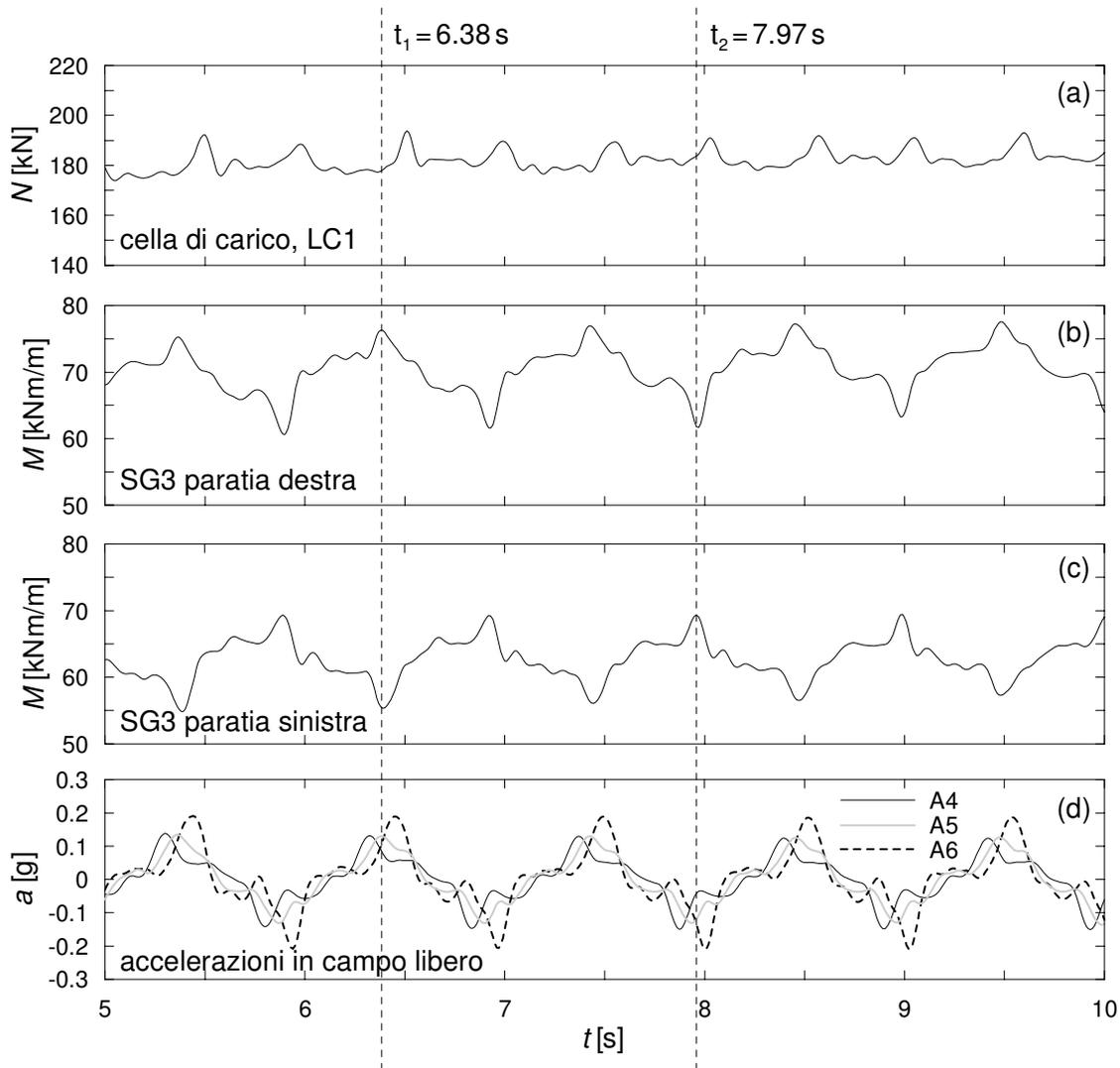


Figura 4.25: Prova PW2, terremoto EQ1: forza assiale nel puntone (a), momento flettente nella paratia destra (b) e sinistra (c) misurati dagli *strain gauge* SG3 e accelerazioni in campo libero (d) relative all'intervallo temporale compreso tra 5 s e 10 s

quindi si hanno incrementi di sollecitazione nella paratia sinistra e riduzioni in quella destra ($t = t_2$). Pertanto, come precedentemente osservato, la frequenza con cui variano nel tempo i momenti flettenti nelle due paratie è pari alla frequenza nominale dell'accelerazione imposta al modello ($f_{\text{inp}} = 1$ Hz). Per quanto riguarda la forza assiale nei puntoni (Fig. 4.25 a), il segnale registrato dalla cella di carico presenta dei massimi sia quando l'accelerazione misurata in superficie (A6) è massima, sia quando è minima. Coerentemente con la dinamica del fenomeno osservato, le sollecitazioni nei puntelli aumentano sia quando il terreno è accelerato verso destra (massime sollecitazioni nella paratia destra) sia quando è accelerato verso sinistra (massime sollecitazioni nella paratia sinistra). Questo implica che la frequenza con cui varia nel tempo la forza assiale nei puntoni è doppia rispetto a quella con cui variano momenti flettenti nelle paratie e accelerazioni nel terreno.

Spostamenti orizzontali delle paratie

La Figura 4.26 mostra le accelerazioni registrate dagli accelerometri A1 e A6, posti rispettivamente alla base del modello e in superficie in condizioni di campo libero, e gli spostamenti orizzontali della paratia destra misurati dai due LVDT durante le fasi dinamiche. I trasduttori LV1 e LV2 sono posizionati rispettivamente a 0.8 m e 4 m dalla sommità della paratia (distanze alla scala del prototipo). Inoltre, la Figura 4.26a riporta la distribuzione degli spostamenti orizzontali della paratia destra al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici, ricostruita a partire dai segnali registrati dai due LVDT e per doppia integrazione dei momenti flettenti misurati dagli *strain gauge*.

Sebbene le registrazioni dei due LVDT siano state filtrate per eliminare il segnale presente alle alte frequenze e associato alle oscillazioni elastiche del sistema di sostegno, le storie temporali degli spostamenti presentano ancora un andamento poco realistico: sia i “picchi” che si osservano all’inizio di ogni terremoto, sia la presenza di spostamenti reversibili (EQ2 e EQ4) sono chiaramente da ascrivere al comportamento dinamico del sistema di sostegno e non a quello della paratia. Tuttavia, nonostante non sia possibile ricostruire l’intera storia temporale degli spostamenti subiti dalla paratia durante i terremoti, i segnali registrati consentono di misurare gli spostamenti accumulati al termine di ogni evento (Δu).

Gli spostamenti iniziali riportati nella Figura 4.26 ($t = 0$ s) corrispondono a quelli accumulati dalla paratia durante la fase di accelerazione statica fino a 40 g, e sono pari a 6 mm e 13 mm per i trasduttori LV1 e LV2 rispettivamente. Durante le successive fasi dinamiche la paratia accumula spostamenti permanenti verso l’interno dello scavo, positivi nella figura, fino ad un valore finale di circa 8 mm per LV1 e circa 54 mm per LV2, con una configurazione finale che corrisponde ad una rotazione della paratia attorno al puntone. Un aspetto particolarmente interessante è rappresentato dal fatto che, durante i terremoti EQ1, EQ2 e EQ4, gli spostamenti della paratia aumentano gradualmente fino a raggiungere un valore massimo al termine di ciascun evento, mentre durante i terremoti EQ3 e EQ5, gli spostamenti accumulati sono molto piccoli ($\Delta u = 2$ mm), anche se i valori dell’accelerazione massima di questi ultimi due terremoti (Fig. 4.26 c) sono maggiori di quelli registrati durante i terremoti EQ1 e EQ2, rispettivamente. Questo dimostra che gli spostamenti dell’opera non dipendono solo dall’intensità del terremoto corrente, ma anche dall’intera storia delle accelerazioni di cui l’opera ha avuto esperienza. Quanto affermato è evidente se si osserva la Tabella 4.3, dove sono riportati i valori dell’accelerazione massima e dell’intensità di Arias per i segnali registrati dagli accelerometri A1 e A6 durante i cinque eventi sismici. Per quanto riguarda le accelerazioni applicate alla base dei modelli (A1), entrambi i parametri aumentano tra il primo e l’ultimo terremoto, mentre se si osservano i valori relativi alle accelerazioni misurate in superficie (A6) si osserva che i terremoti EQ3 e EQ5 hanno un’accelerazione massima confrontabile, ma un’intensità di Arias molto più piccola dei terremoti EQ2 e EQ4 che li hanno preceduti.

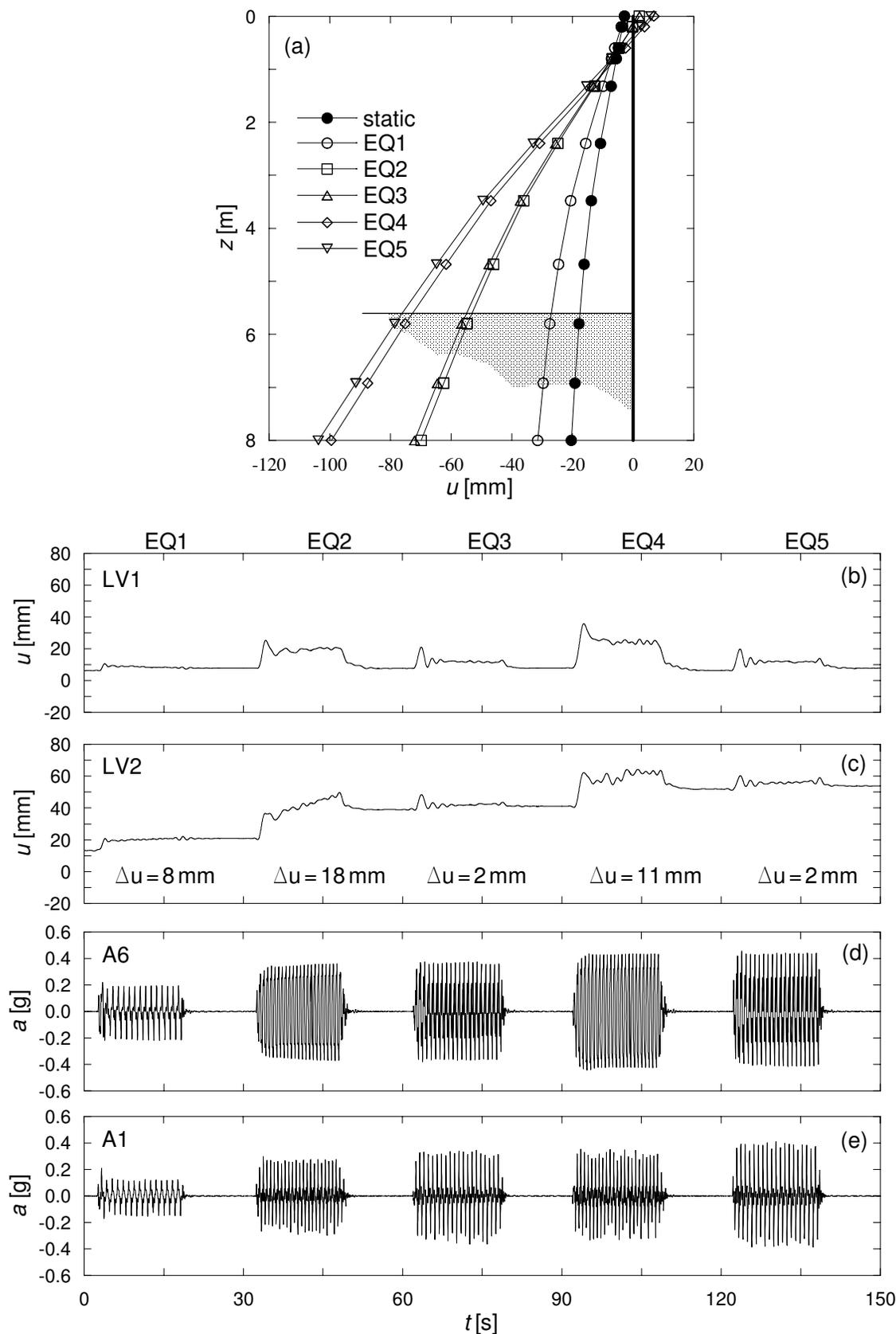


Figura 4.26: Prova PW2: (a) distribuzione degli spostamenti orizzontali della paratia destra al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici; spostamenti orizzontali della paratia destra misurati dagli LVDT LV1 (b) e LV2 (c) durante i 5 terremoti, e storie temporali delle accelerazioni registrate in superficie (d) e alla base del modello (e)

Tabella 4.3: Prova PW2. Valori dell'accelerazione massima a_{\max} e dell'intensità di Arias I_a delle accelerazioni misurate dagli accelerometri A1, posto alla base del modello, e A6, posizionato in superficie in condizioni di campo libero.

EQ	A1		A6	
	a_{\max} [g]	I_a [m/s]	a_{\max} [g]	I_a [m/s]
1	0.21	0.95	0.22	2.09
2	0.30	3.09	0.36	14.43
3	0.36	4.31	0.37	9.87
4	0.35	4.22	0.44	22.61
5	0.41	5.69	0.46	13.41

Momenti flettenti nelle paratie

La Figura 4.27 mostra la distribuzione dei momenti flettenti nelle due paratie al termine della fase di accelerazione statica e dopo ciascun terremoto (permanenti) e l'involuppo dei massimi momenti flettenti misurati durante ciascun terremoto (transitori). I momenti flettenti nelle due paratie al termine della fase statica sono praticamente simmetrici con massimi pari a circa 45 kNm/m, mentre durante i transitori dinamici si registra qualche asimmetria nella distribuzione delle sollecitazioni flettenti tra le due paratie, dovuta alla asimmetria delle accelerazioni impresse ai modelli. I diagrammi del momento flettente alla fine dei terremoti (permanenti) presentano valori massimi compresi fra 90 kNm/m, nella la paratia sinistra, e 100 kNm/m, nella paratia destra, mentre i valori massimi del momento flettente durante i terremoti arrivano fino a circa 115 kNm/m per la paratia sinistra e 125 kNm/m per la paratia destra. I valori delle sollecitazioni permanenti indotte nelle paratie dagli eventi sismici sono molto maggiori di quelli registrati in condizioni statiche: già al termine del primo terremoto si ha un incremento dei momenti flettenti pari a circa il 60 ÷ 70 %, mentre alla fine del quinto terremoto si registra un incremento pari a circa il 100 ÷ 120 %. Infine, il rapporto tra i valori dei momenti flettenti residui e quelli di picco è circa pari al 90 % nel terremoto EQ1 e all'80 % nei terremoti EQ2 e EQ4.

È interessante osservare che, in entrambe le paratie, i massimi incrementi della sollecitazione si hanno durante i primi due terremoti (EQ1 e EQ2). Al termine degli eventi successivi, gli incrementi del momento flettente massimo sono rispettivamente pari al 5 % nella paratia sinistra e al 10 % in quella destra. Durante il terremoto EQ4, quindi, la paratia destra accumula spostamenti senza che si registrino variazioni significative delle sollecitazioni.

Forze assiali nei puntoni

La Figura 4.28 mostra le forze assiali, N , registrate dalle celle di carico nei due puntoni durante i terremoti. I valori iniziali ($t = 0$ s) corrispondono alle forze misurate al termine della fase di accelerazione statica fino a 40 g , e sono pari a circa 130 kN. Durante le

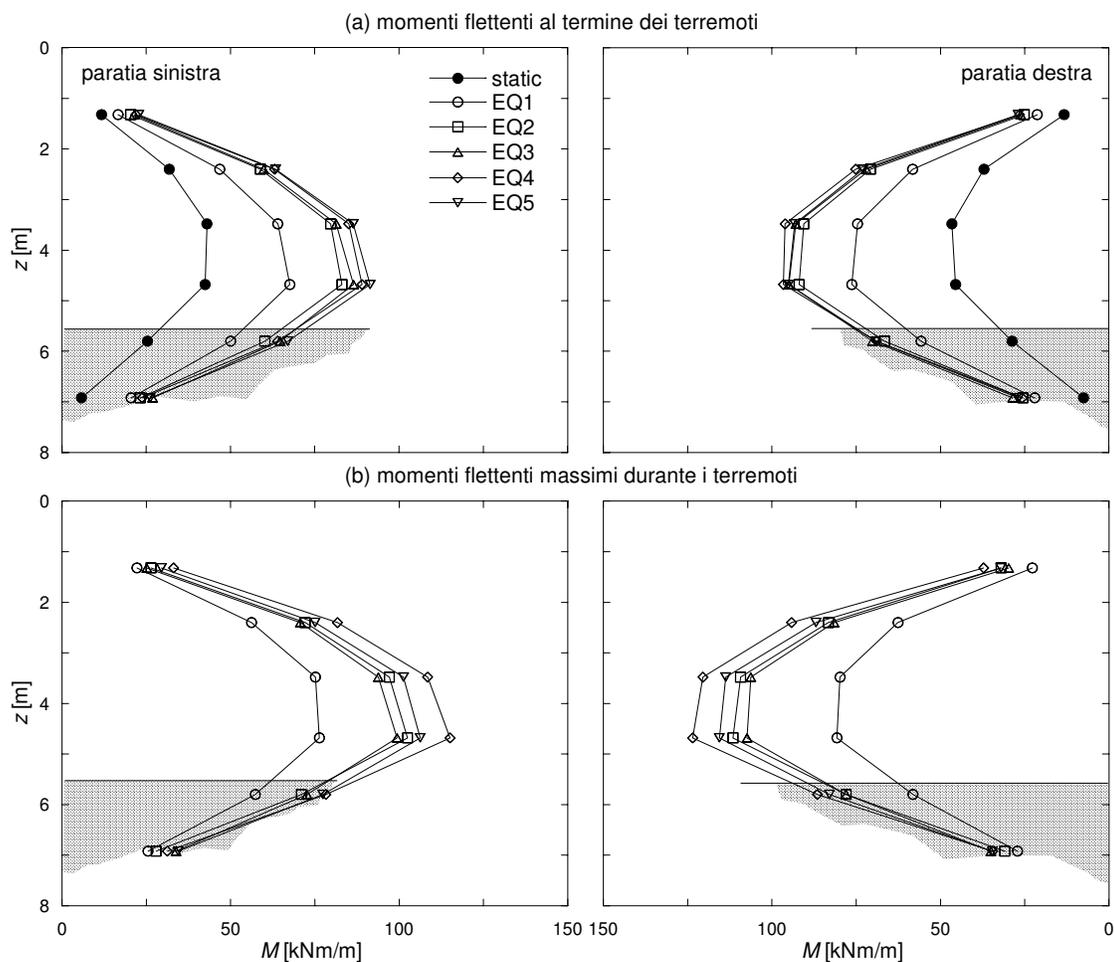


Figura 4.27: Prova PW2, momenti flettenti: (a) alla fine di ogni terremoto (residui) e (b) durante ogni terremoto (massimi)

successive fasi dinamiche si registrano notevoli incrementi transitori della forza assiale, ma solo nel terremoto EQ1 il valore residuo (permanente) della forza assiale nel puntone è prossimo al valore di picco (transitorio) durante il terremoto. In particolare, i valori di N misurati al termine di ogni evento sismico sono rispettivamente pari a 180 kN per EQ1, 215 kN per EQ2, 217 kN per EQ3, 230 kN per EQ4 e, infine, 230 kN per EQ5. Si osserva, quindi, che i massimi incrementi permanenti della forza assiale nei puntelli si hanno durante i terremoti EQ1 e EQ2, mentre gli eventi successivi non producono variazioni permanenti significative della sollecitazione nei puntoni. I valori massimi (transitori) della forza assiale, invece, sembrano dipendere dal valore della accelerazione corrente.

4.6.2 Prova PW1

La prova PW1 è stata eseguita su un modello di coppia di paratie vincolate in testa, in sabbia densa. La sabbia ha una densità relativa $D_r = 78\%$, corrispondente a un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 15.58 \text{ kN/m}^3$ e a un indice dei vuoti $e = 0.70$.

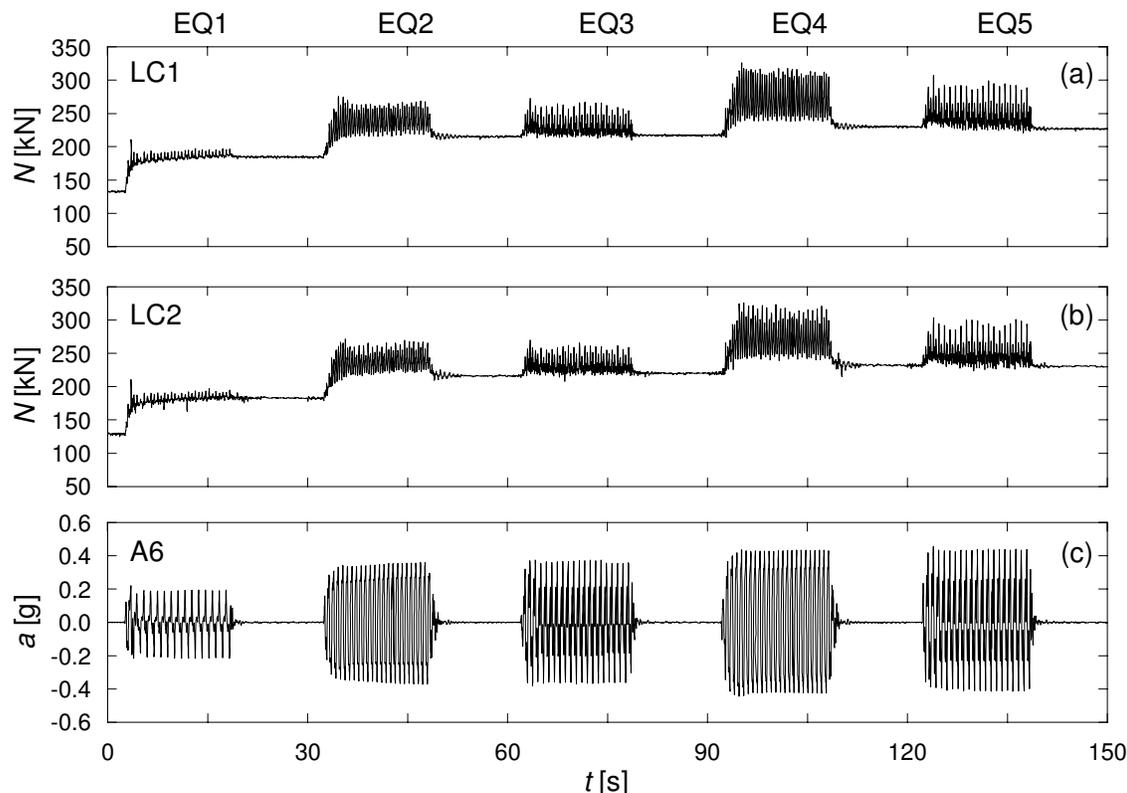


Figura 4.28: Prova PW2: forze assiali nei puntoni misurate durante i terremoti dalle celle di carico LC1 (a) e LC2 (b) e storia temporale delle accelerazioni misurate in superficie (c)

Il modello è stato sottoposto a cinque terremoti di intensità e frequenza variabile e durata pari a 16s. Tutte le caratteristiche degli eventi sismici sono state già riportate nella Tabella 3.13. La Figura 4.29 mostra le storie temporali e gli spettri di Fourier delle ampiezze dei segnali di ingresso applicati alla base del modello (A1). La massima accelerazione orizzontale del segnale di ingresso più intenso, EQ5, è pari a $0.48g$. Le frequenze nominali dei terremoti sono comprese tra 1 Hz e 1.5 Hz.

Spostamenti orizzontali delle paratie

La Figura 4.30 mostra le accelerazioni registrate dagli accelerometri A1 e A6, posti rispettivamente alla base del modello e in superficie in condizioni di campo libero, e gli spostamenti orizzontali della paratia destra misurati dai due LVDT durante le fasi dinamiche. I trasduttori LV1 e LV2 sono posizionati rispettivamente a 0.8 m e 4 m dalla sommità della paratia (distanze alla scala del prototipo).

Come osservato per la prova PW2, anche in questo caso le storie temporali degli spostamenti presentano un andamento poco realistico, sebbene il segnale sia stato filtrato per eliminare la componente di spostamento associata alle oscillazioni elastiche del sistema di sostegno. Tuttavia i segnali registrati consentono di misurare gli spostamenti accumulati al termine di ogni evento (Δu).

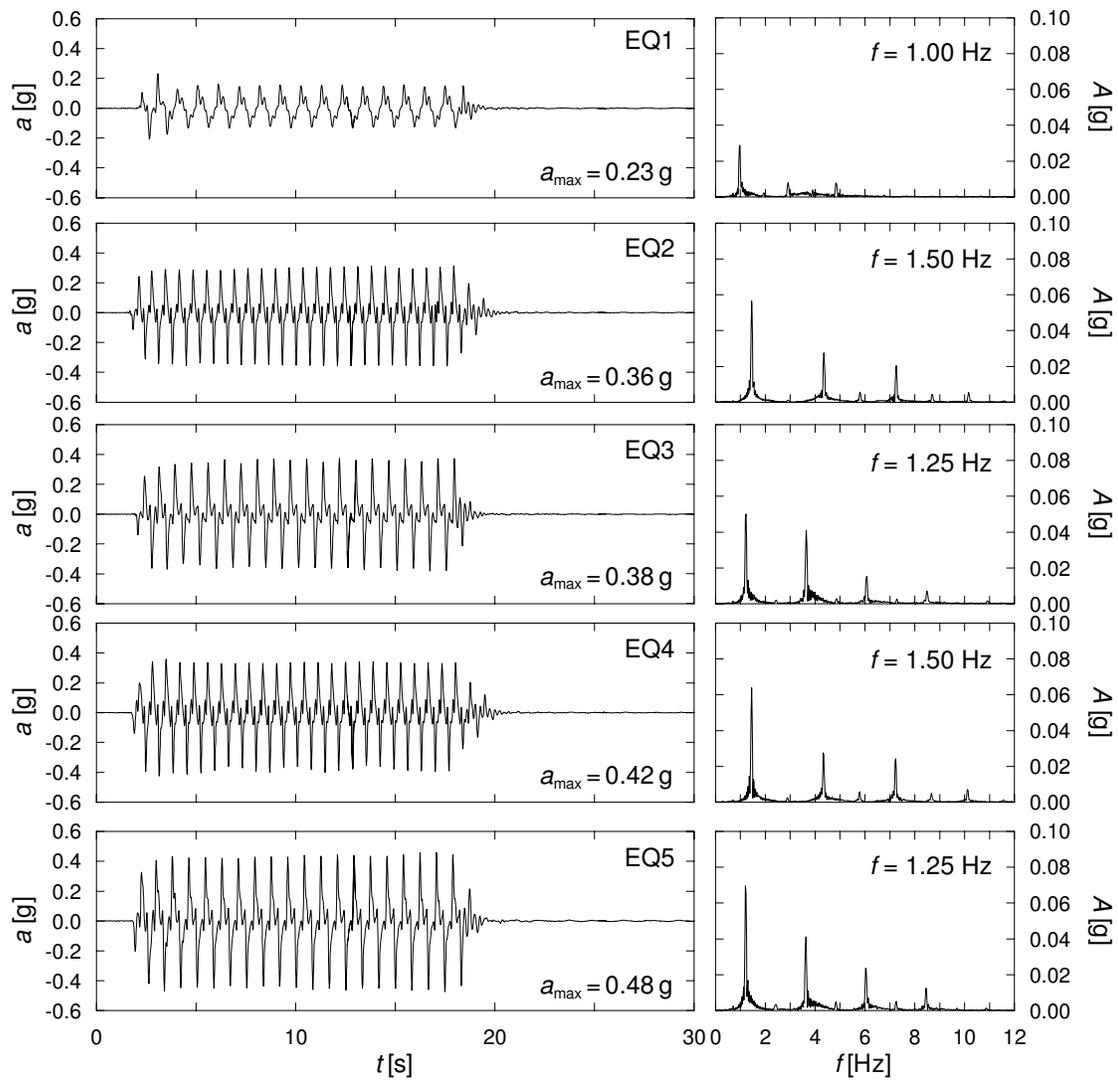


Figura 4.29: Prova PW1: storie temporali e spettri di Fourier delle ampiezze dei segnali di ingresso (A1)

Gli spostamenti iniziali riportati nella Figura 4.30 ($t = 0$ s) corrispondono a quelli accumulati dalla paratia durante la fase di accelerazione statica fino a $40g$, e sono pari a -1 mm e -5 mm per i trasduttori LV1 e LV2 rispettivamente. Essi consistono quindi in spostamenti verso il terreno e non verso lo scavo, e sono probabilmente dovuti ad un assestamento della paratia. Durante le successive fasi dinamiche la paratia accumula spostamenti permanenti verso l'interno dello scavo, positivi nella figura, fino ad un valore finale di circa 6 mm per LV1 e circa 23 mm per LV2, con una configurazione finale che corrisponde ad una rotazione della paratia attorno al puntone.

Analogamente a quanto osservato per la prova PW2, anche in questo caso la paratia subisce spostamenti significativi durante i terremoti EQ1, EQ2 e EQ4 (prevalentemente negli ultimi due), mentre durante i terremoti EQ3 e EQ5, gli spostamenti accumulati sono molto piccoli ($\Delta u = 0$ mm per il terremoto EQ3 e $\Delta u = 1$ mm per il terremoto EQ5),

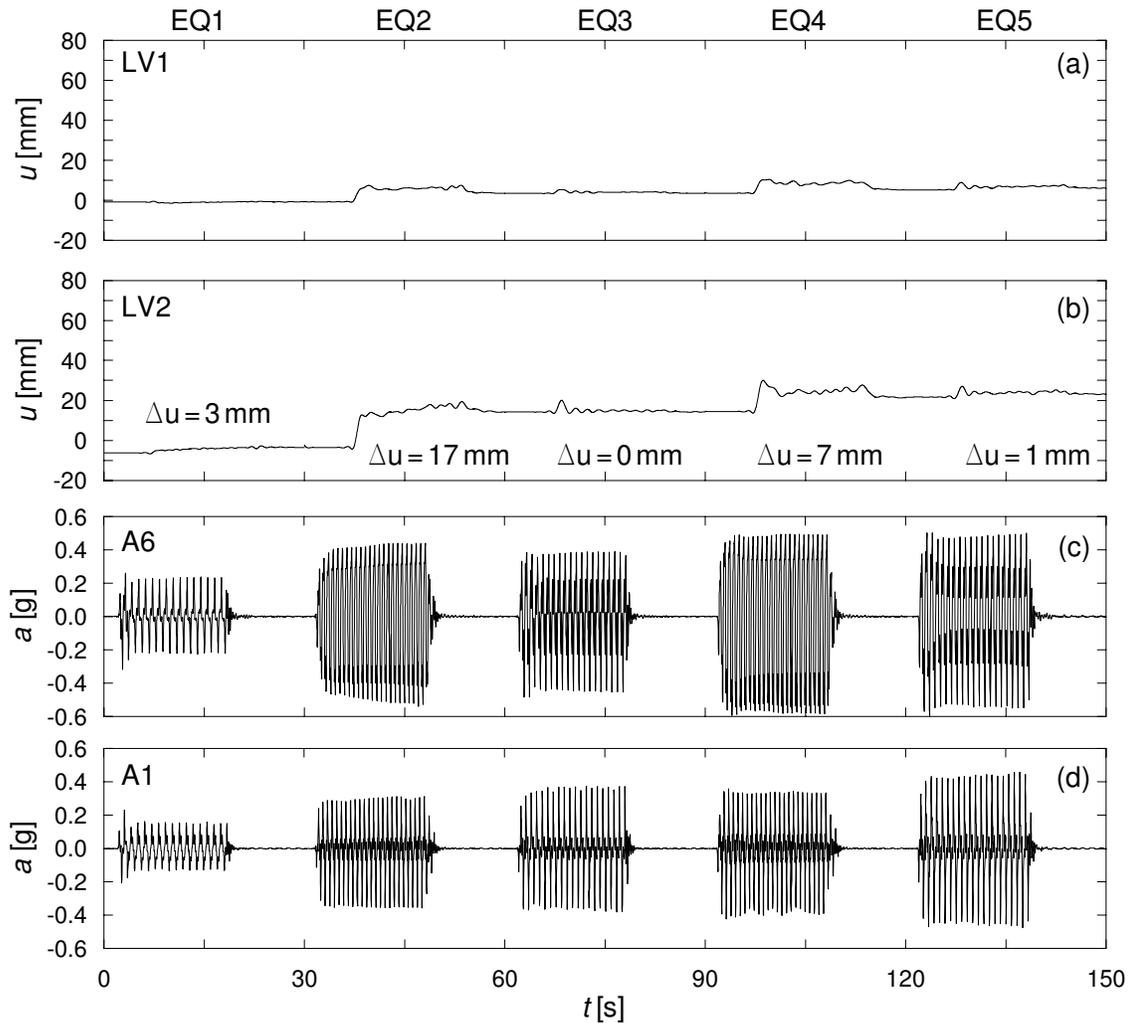


Figura 4.30: Prova PW1: spostamenti orizzontali della paratia destra misurati dagli LVDT LV1 (a) e LV2 (b) durante i 5 terremoti, e storie temporali delle accelerazioni registrate in superficie (c) e alla base del modello (d)

anche se i valori dell'accelerazione massima di questi ultimi due terremoti (Fig. 4.30 c) sono maggiori di quelli registrati durante gli eventi EQ1 e EQ2, rispettivamente. La Tabella 4.4 riporta i valori dell'accelerazione massima e dell'intensità di Arias per i segnali registrati dagli accelerometri A1 e A6 durante i cinque eventi sismici. Per quanto riguarda le accelerazioni applicate alla base dei modelli (A1), entrambi i parametri aumentano tra il primo e l'ultimo terremoto; al contrario, per quanto riguarda le accelerazioni misurate in superficie (A6), i terremoti EQ3 e EQ5 hanno un'accelerazione massima confrontabile, ma un'intensità di Arias molto più piccola degli eventi EQ2 e EQ4 che li hanno preceduti. Nuovamente, questo dimostra che gli spostamenti dell'opera non dipendono solo dall'intensità del terremoto corrente, ma anche dall'intera storia delle accelerazioni di cui l'opera ha avuto esperienza.

Dal confronto tra le Tabelle 4.3 e 4.4 si può infine osservare che gli spostamenti accumulati dalla paratia durante la prova PW1 sono pari a circa il 40% di quelli misurati

nella prova PW2, sebbene nel primo caso i terremoti applicati al modello siano di intensità maggiore. Questo è chiaramente dovuto al fatto che nella prova PW1 si ha un maggiore stato di addensamento della sabbia, e di conseguenza le proprietà meccaniche del terreno, in termini sia di resistenza sia di rigidità, sono migliori.

Tabella 4.4: Prova PW1. Valori dell'accelerazione massima a_{\max} e dell'intensità di Arias I_a degli accelerogrammi registrati in A1, alla base del modello, e A6, in superficie in condizioni di campo libero.

EQ	A1		A6	
	a_{\max} [g]	I_a [m/s]	a_{\max} [g]	I_a [m/s]
1	0.23	1.36	0.32	2.62
2	0.36	5.40	0.54	24.90
3	0.38	5.82	0.48	11.27
4	0.42	6.53	0.59	34.85
5	0.48	9.08	0.60	21.42

Momenti flettenti nelle paratie

La Figura 4.31 mostra la distribuzione dei momenti flettenti nelle due paratie al termine della fase di accelerazione statica e dopo ciascun terremoto (permanent) e l'involuppo dei massimi momenti flettenti misurati durante ciascun terremoto (transitori). La distribuzione delle sollecitazioni nelle due paratie, al termine della fase statica, non è esattamente simmetrica, con valori massimi pari a 42 kNm/m nella paratia destra e 33 kNm/m in quella sinistra; questa asimmetria si ripropone anche durante i transitori dinamici. I diagrammi del momento flettente alla fine dei terremoti (permanent) presentano valori massimi compresi fra 102 kNm/m, nella la paratia sinistra, e 114 kNm/m, nella paratia destra, mentre i valori massimi del momento flettente durante i terremoti arrivano fino a circa 129 kNm/m per la paratia sinistra e 145 kNm/m per la paratia destra. I valori delle sollecitazioni permanenti indotte nelle paratie dagli eventi sismici sono molto maggiori di quelli registrati in condizioni statiche: già al termine del primo terremoto si ha un incremento dei momenti flettenti pari a circa il 70 %, mentre alla fine del quinto terremoto si registra un incremento pari a circa il 170 %. Infine, il rapporto tra i valori dei momenti flettenti residui e quelli di picco è circa pari al 90 % nel terremoto EQ1 e all'80 % nei terremoti EQ2 e EQ4.

L'andamento dei momenti flettenti è analogo a quanto osservato per gli spostamenti: ogni volta che il momento flettente massimo (transitorio) supera significativamente il massimo registrato nel terremoto precedente, come nel caso dei terremoti EQ1, EQ2 e EQ4, si registrano incrementi nel momento flettente residuo al termine dello terremoto (permanente). Questo non avviene, invece, nei casi in cui il massimo momento flettente durante il terremoto corrente non supera il valore massimo del momento flettente (transitorio) osservato per un terremoto precedente, come nel caso dei terremoti EQ3 e EQ5,

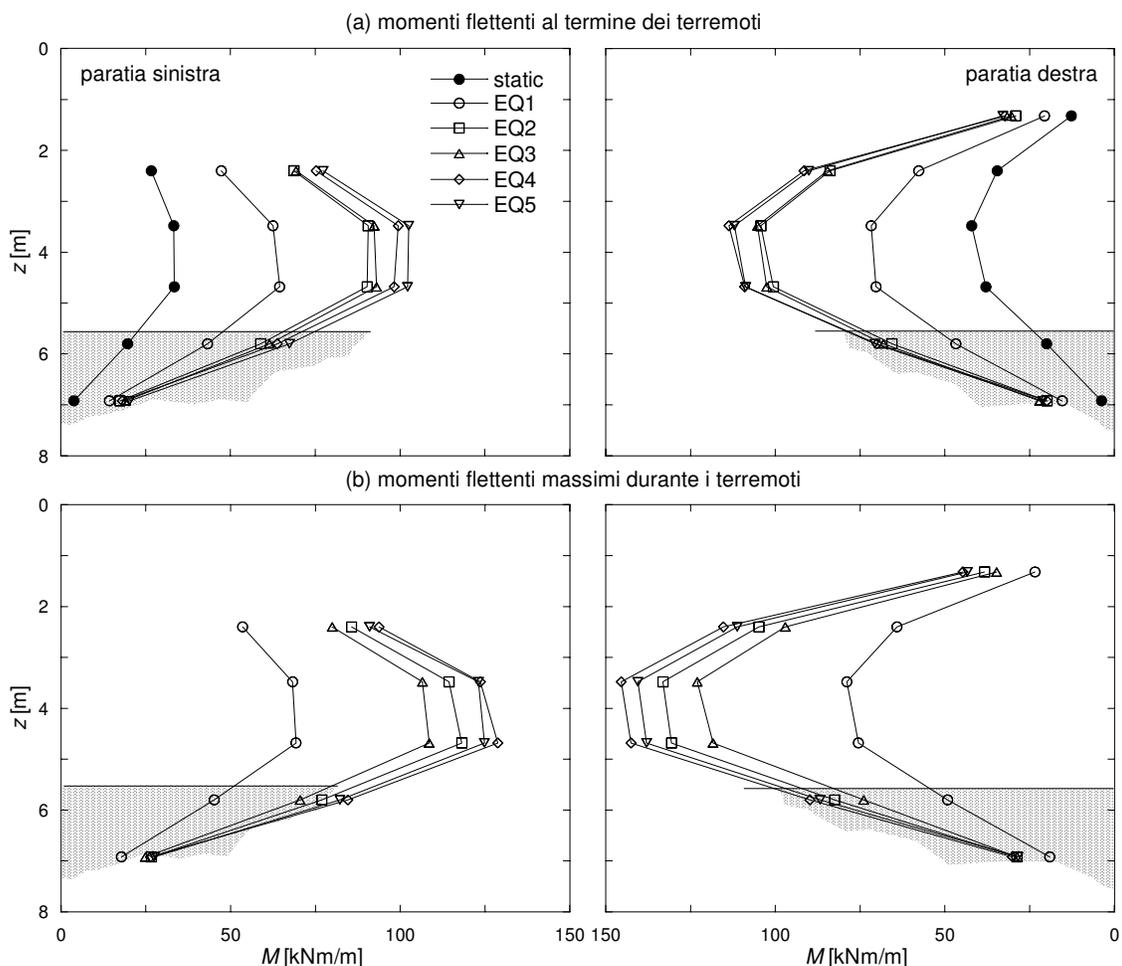


Figura 4.31: Prova PW1, momenti flettenti: (a) alla fine di ogni terremoto (residui) e (b) durante ogni terremoto (massimi)

anche se i valori dell'accelerazione massima di questi ultimi due terremoti sono maggiori di quelli dei terremoti EQ1 e EQ2, rispettivamente.

Forze assiali nei puntoni

La Figura 4.32 mostra le forze assiali registrate dalle celle di carico nei due puntoni durante i terremoti. I valori iniziali ($t = 0$ s) corrispondono alle forze misurate al termine della fase di accelerazione statica fino a $40g$, e sono pari a circa 70 kN. Durante le successive fasi dinamiche si registrano notevoli incrementi transitori della forza assiale, ma solo nel terremoto EQ1 il valore residuo (permanente) della forza assiale nel puntone prossimo al valore di picco (transitorio) durante il terremoto. In particolare, i valori di N misurati al termine di ogni evento sismico sono rispettivamente pari a 114 kN per EQ1, 148 kN per EQ2, 151 kN per EQ3, 165 kN per EQ4 e, infine, 167 kN per EQ5. In accordo con quanto osservato per spostamenti e momenti flettenti nelle paratie, solo i terremoti EQ1, EQ2 ed

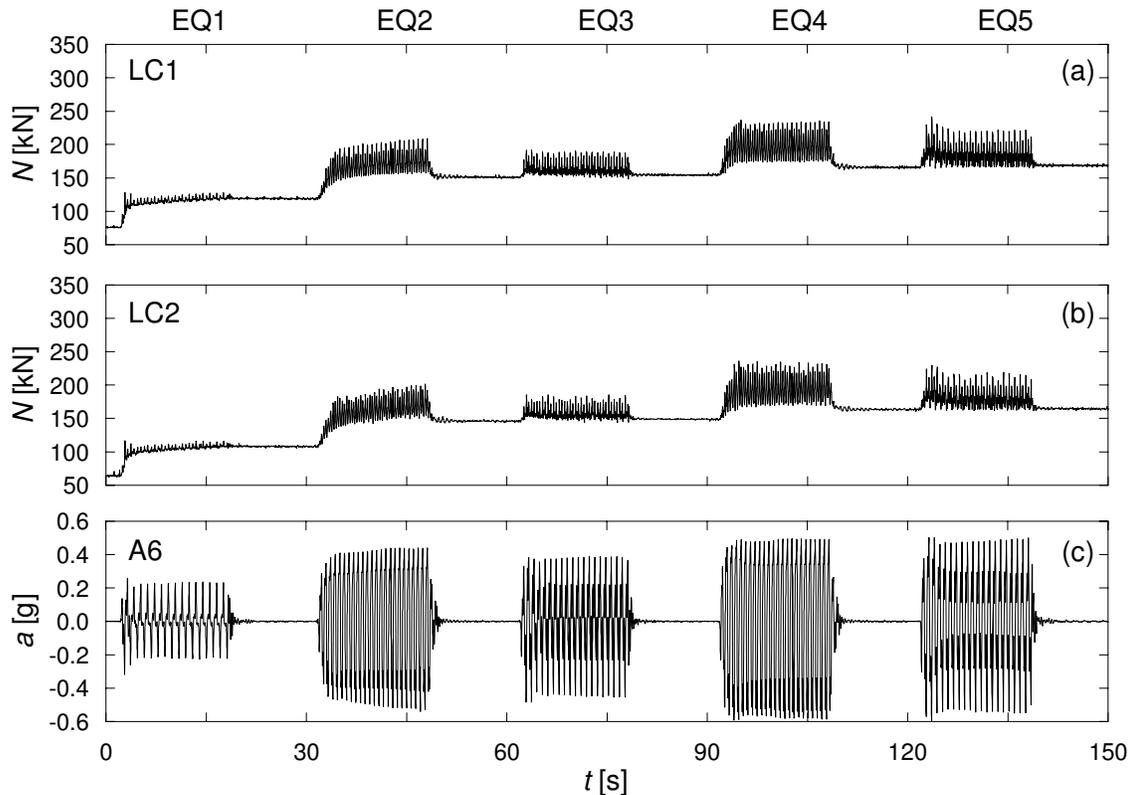


Figura 4.32: Prova PW1: forze assiali nei puntoni misurate durante i terremoti dalle celle di carico LC1 (a) e LC2 (b) e storia temporale delle accelerazioni misurate in superficie (c)

EQ4 producono un significativo incremento delle sollecitazioni nei puntelli al termine dei terremoti.

4.7 Prove su paratie a sbalzo

In questo paragrafo sono presentati i risultati di due prove realizzate su coppie di paratie a sbalzo in sabbia sciolta (CW2) e densa (CW1). Lo schema dei modelli e la posizione della strumentazione al loro interno sono già stati mostrati nel Paragrafo 3.9. L'attenzione è rivolta principalmente al comportamento delle paratie durante gli eventi sismici: sono quindi discussi i risultati in termini di sollecitazioni e spostamenti degli elementi strutturali.

4.7.1 Prova CW1

La prova CW2 è stata eseguita su un modello di coppia di paratie a sbalzo, in sabbia sciolta. La sabbia ha una densità relativa $D_r = 84\%$, corrispondente a un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 15.80 \text{ kN/m}^3$ e a un indice dei vuoti $e = 0.68$.

Il modello è stato sottoposto a cinque terremoti di intensità e frequenza variabile, e durata pari a 32 s. Tutte le caratteristiche degli eventi sismici sono state già riportate nella

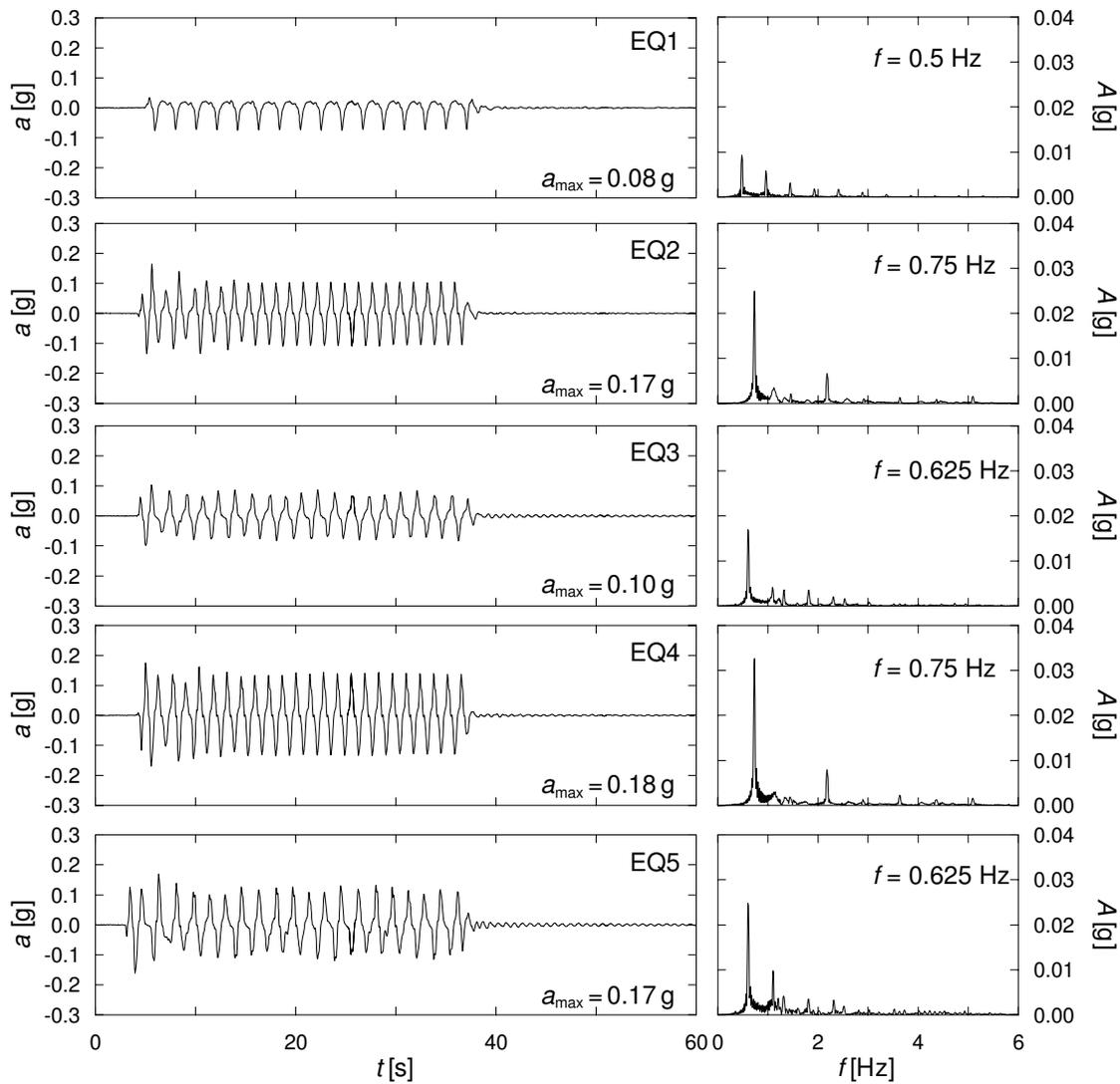


Figura 4.33: Prova CW1: storie temporali e spettri di Fourier delle ampiezze dei segnali di ingresso (A1)

Tabella 3.7. La Figura 4.33 mostra le storie temporali e gli spettri di Fourier delle ampiezze dei segnali di ingresso applicati alla base del modello (A1). La massima accelerazione orizzontale del segnale di ingresso più intenso, EQ4, è pari a $0.18 g$. Le frequenze nominali dei terremoti sono comprese tra 0.5 Hz e 0.75 Hz .

Sfasamento delle sollecitazioni

Nel Paragrafo 4.5.3 si è mostrato che durante il terremoto EQ4, nella prova CW1, non si hanno apprezzabili sfasamenti tra le accelerazioni misurate a quote differenti all'interno dello strato di sabbia e, quindi, l'intero banco di terreno è accelerato in fase. Questo comportamento è comune a tutte le prove realizzate su paratie a sbalzo, indipendentemente dal terremoto applicato, in ragione dei bassi livelli di deformazione indotti nel terreno. L'assenza di uno sfasamento apprezzabile tra le accelerazioni misurate nello strato di

sabbia comporta che anche le sollecitazioni indotte nelle paratie a quote differenti siano in fase tra loro.

La Figura 4.34 mostra le storie temporali dei momenti flettenti misurati dai trasduttori SG2, SG3, SG4 e SG5, posti rispettivamente a 1.68 m, 2.96 m, 4.24 m e 5.44 m dalla sommità della paratia sinistra (distanze alla scala del prototipo), e riferite al terremoto EQ4: i momenti misurati sono in fase tra loro e la frequenza con cui variano le sollecitazioni nel tempo è proprio pari alla frequenza nominale dell'accelerazione imposta al modello ($f_{\text{inp}} = 0.75 \text{ Hz}$); inoltre, le sollecitazioni sono in fase con l'accelerazione misurata in superficie (A6).

Come nel caso della prova PW2 su paratie vincolate, anche per le paratie a sbalzo è interessante osservare come variano le sollecitazioni in entrambi gli elementi strutturali, in risposta alle accelerazioni applicate al sistema. La Figura 4.35 riporta le storie temporali dei momenti flettenti nelle due paratie (SG5) e delle accelerazioni misurate in condizioni di campo libero (A4, A5, A6), relative al terremoto EQ2. Per chiarezza di rappresentazione ci si è riferiti ad un intervallo temporale compreso tra 10 s e 20 s; inoltre, nella convenzione adottata le accelerazioni sono positive quando il modello è accelerato verso destra (vedi Fig. 3.19). Negli istanti di tempo in cui le accelerazioni nel modello sono massime, i momenti flettenti nella paratia destra sono massimi, mentre sono minimi in quella sinistra ($t = t_2$). Al contrario, per valori negativi dell'accelerazione il terreno è accelerato verso sinistra, quindi si hanno incrementi di sollecitazione nella paratia sinistra e riduzioni in quella destra ($t = t_1$). Pertanto, come precedentemente osservato, la frequenza con cui variano nel tempo i momenti flettenti nelle due paratie è pari alla frequenza nominale dell'accelerazione imposta al modello ($f_{\text{inp}} = 0.75 \text{ Hz}$).

Spostamenti orizzontali e rotazioni delle paratie

La Figura 4.36 mostra le accelerazioni registrate dagli accelerometri A1 e A6, posti rispettivamente alla base del modello e in superficie in condizioni di campo libero, e gli spostamenti orizzontali della paratia sinistra misurati dai due LVDT durante le fasi dinamiche. I trasduttori LV1 e LV2 sono posizionati rispettivamente a 0.7 m e 1.6 m dalla sommità della paratia (distanze alla scala del prototipo). Inoltre, la Figura 4.36a riporta la distribuzione degli spostamenti orizzontali della paratia sinistra al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici, ricostruita a partire dai segnali registrati dai due LVDT e per doppia integrazione dei momenti flettenti misurati dagli *strain gauge*.

Gli spostamenti iniziali riportati nella Figura 4.36 ($t = 0 \text{ s}$) corrispondono a quelli accumulati dalla paratia durante la fase di accelerazione statica fino a 80 g, e sono pari a 29 mm e 25 mm per i trasduttori LV1 e LV2 rispettivamente. Durante le successive fasi dinamiche la paratia accumula spostamenti permanenti verso l'interno dello scavo, positivi nella figura, fino ad un valore finale di circa 78 mm per LV1 e circa 63 mm per LV2.

Analogamente a quanto osservato per le due prove su paratie vincolate (Paragrafi 4.6.1 e 4.6.2), anche in questo caso, durante i terremoti EQ1, EQ2 e EQ4, gli spostamenti

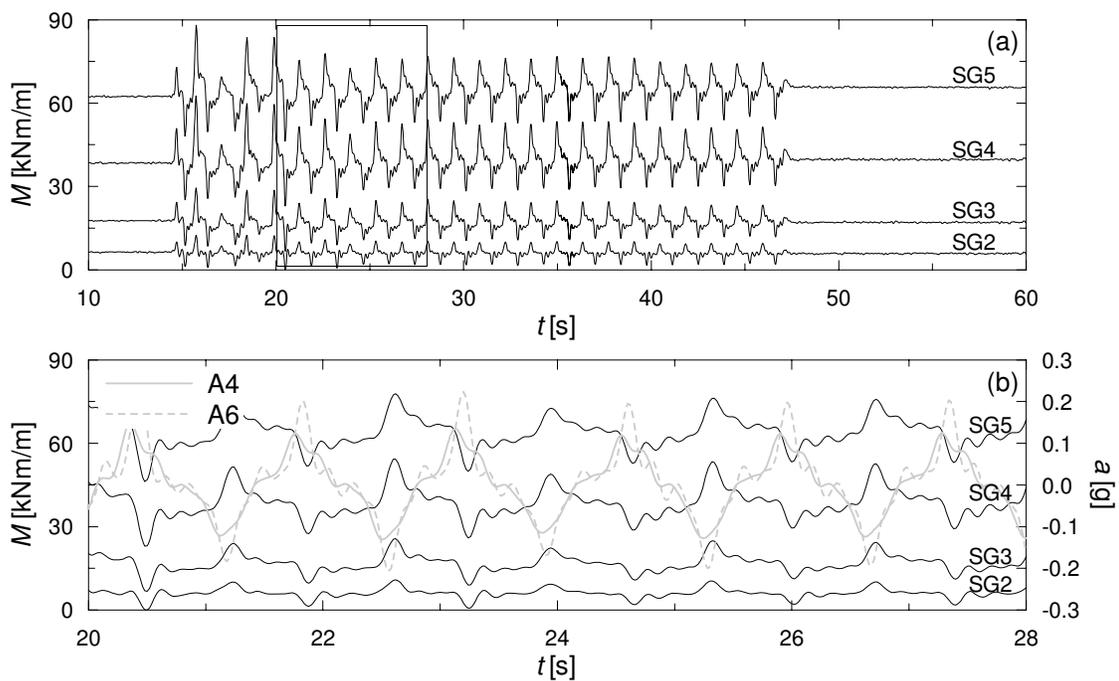


Figura 4.34: Prova CW1, terremoto EQ4: storie temporali dei momenti flettenti misurati dagli *strain gauge* SG2, SG3, SG4, SG5 posizionati sulla paratia sinistra

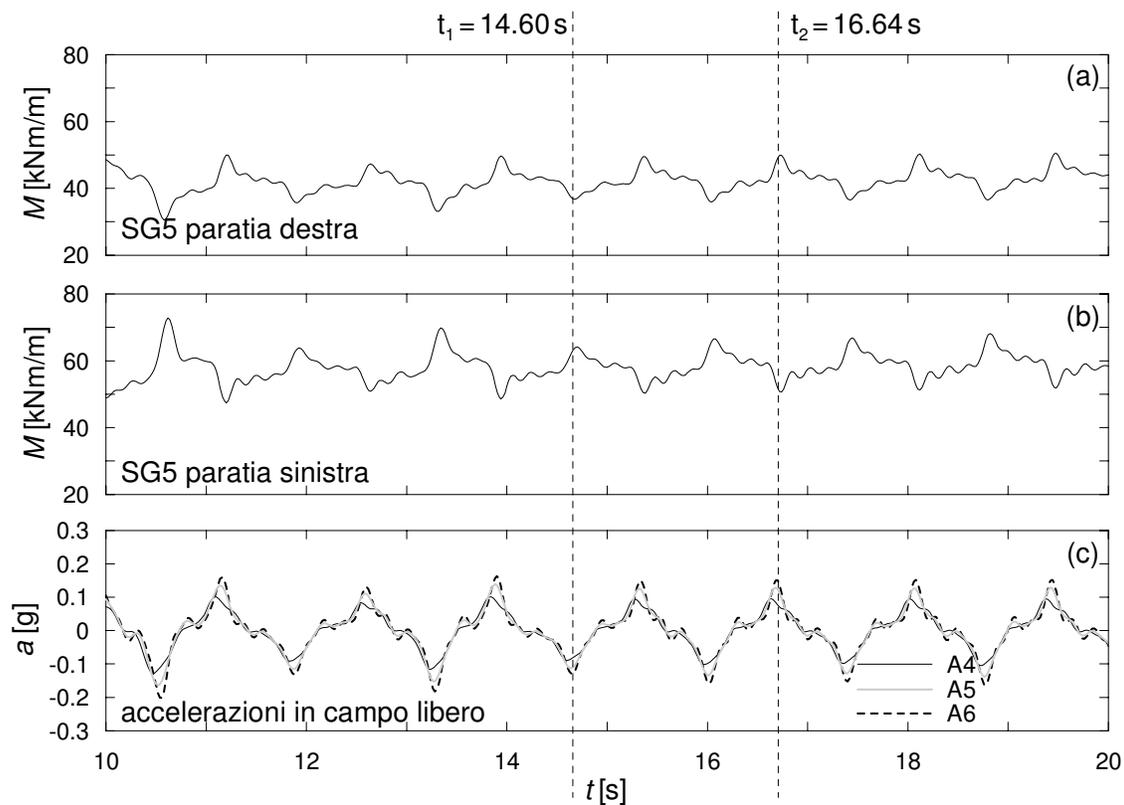


Figura 4.35: Prova CW1, terremoto EQ2: momenti flettenti nella paratia destra (a) e sinistra (b) misurati dagli *strain gauge* SG5, e accelerazioni in campo libero (c) relative all'intervallo temporale compreso tra 10 s e 20 s

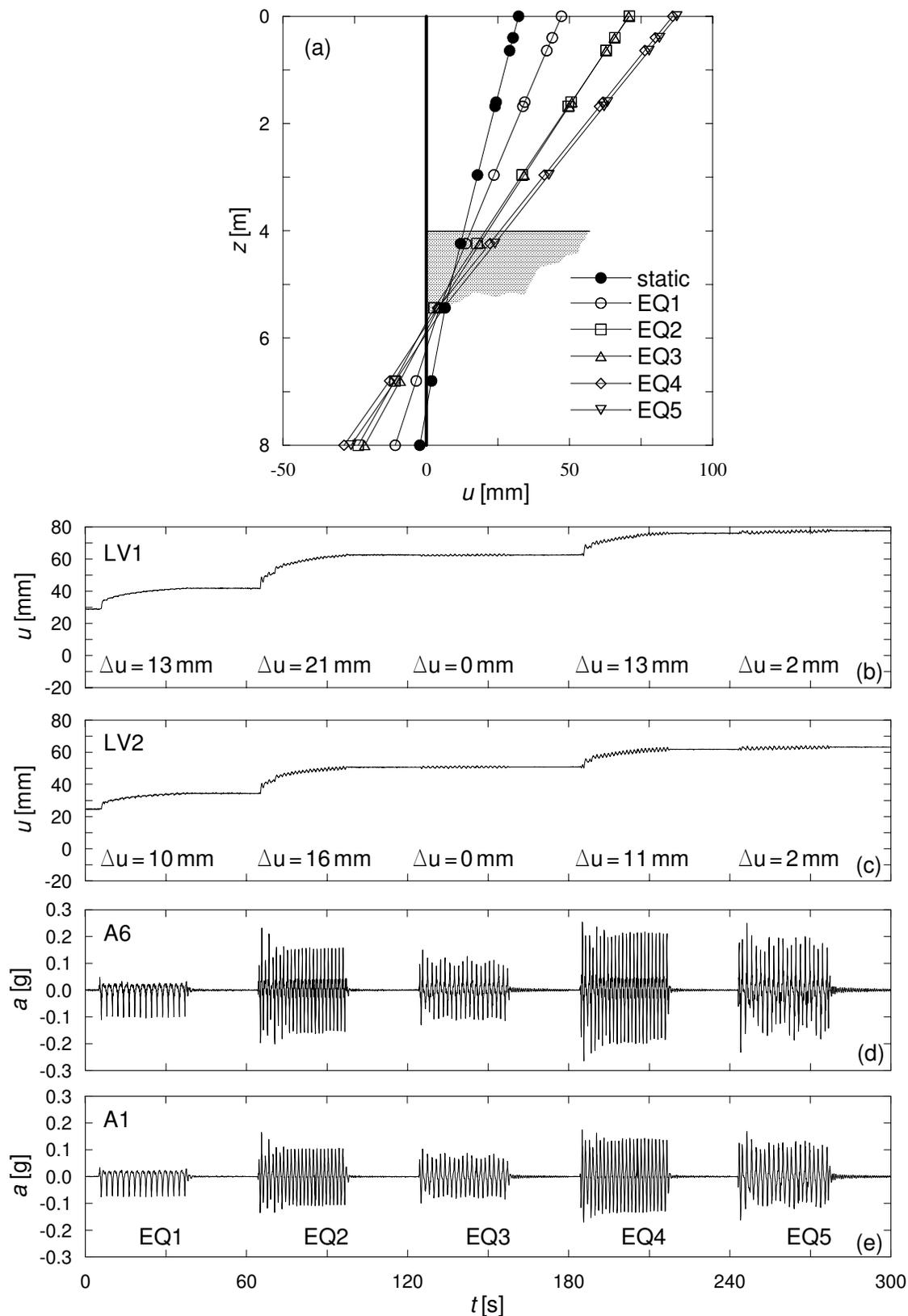


Figura 4.36: Prova CW1: (a) distribuzione degli spostamenti orizzontali della paratia sinistra al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici; spostamenti orizzontali della paratia sinistra misurati dagli LVDT LV1 (b) e LV2 (c) durante i 5 terremoti, e storie temporali delle accelerazioni registrate in superficie (d) e alla base del modello (e)

della paratia aumentano gradualmente fino a raggiungere un valore massimo (e permanente), mentre durante i terremoti EQ3 e EQ5 non si accumulano ulteriori spostamenti ($\Delta u = 0$ mm per il terremoto EQ3 e $\Delta u = 2$ mm per il terremoto EQ5), anche se i valori dell'accelerazione massima di questi ultimi due terremoti (Fig. 4.36 c) sono maggiori di quelli registrati durante gli eventi EQ1 e EQ2, rispettivamente. La Tabella 4.5 riporta i valori dell'accelerazione massima e dell'intensità di Arias per i segnali registrati dagli accelerometri A1 e A6 durante i cinque eventi sismici. Sia per le accelerazioni applicate alla base dei modelli (A1) sia per quelle misurate in superficie (A6), i terremoti EQ3 e EQ5 sono caratterizzati da accelerazioni massime e intensità di Arias più piccole di quelle calcolate per gli eventi EQ2 e EQ4 che li hanno preceduti. Questo dimostra, nuovamente, che gli spostamenti delle paratie non dipendono solo dall'intensità del terremoto corrente ma anche dall'intera storia delle accelerazioni di cui l'opera ha avuto esperienza.

Tabella 4.5: Prova CW1. Valori dell'accelerazione massima a_{\max} e dell'intensità di Arias I_a degli accelerogrammi registrati in A1, alla base del modello, e A6, in superficie in condizioni di campo libero.

EQ	A1		A6	
	a_{\max} [g]	I_a [m/s]	a_{\max} [g]	I_a [m/s]
1	0.08	0.34	0.11	0.42
2	0.17	1.75	0.23	2.43
3	0.10	0.88	0.15	1.08
4	0.18	2.93	0.26	4.07
5	0.17	2.03	0.25	2.65

Le stesse considerazioni possono essere fatte in termini di rotazioni delle paratie. A tale proposito, la Figura 4.37 mostra le accelerazioni registrate dal trasduttore A6, situato in condizioni di campo libero in prossimità della superficie (Fig. 4.37a), e l'angolo di inclinazione, rispetto alla verticale, delle due paratie (Fig. 4.37b), calcolato al termine di ogni terremoto a partire dai segnali degli accelerometri MEMS (vedi Paragrafo 4.2.2). Secondo la convenzione adottata in figura, le rotazioni verso lo scavo corrispondono ad angoli di inclinazione positivi per la paratia destra e negativi per quella sinistra. La Figura 4.37b riporta, inoltre, i valori delle accelerazioni massime e minime misurate dal trasduttore A6, e l'angolo di inclinazione calcolato per la paratia sinistra a partire dagli spostamenti misurati dai due LVDT (linea tratteggiata in grassetto).

Durante le varie fasi dinamiche, le paratie ruotano progressivamente verso lo scavo, fino ad un valore finale dell'angolo di inclinazione pari a circa 0.21° per la paratia destra e -0.47° per quella sinistra. Per un cinematismo di pura rotazione, questi valori corrispondono ad uno spostamento orizzontale verso lo scavo, in testa alla paratia, pari a 30 mm per la paratia destra e 65 mm per quella sinistra. Dal confronto tra le rotazioni delle paratie e le massime e minime accelerazioni misurate in superficie (Fig. 4.37b), si osserva che le due paratie accumulano rotazioni significative solo durante gli eventi EQ1 (solo paratia

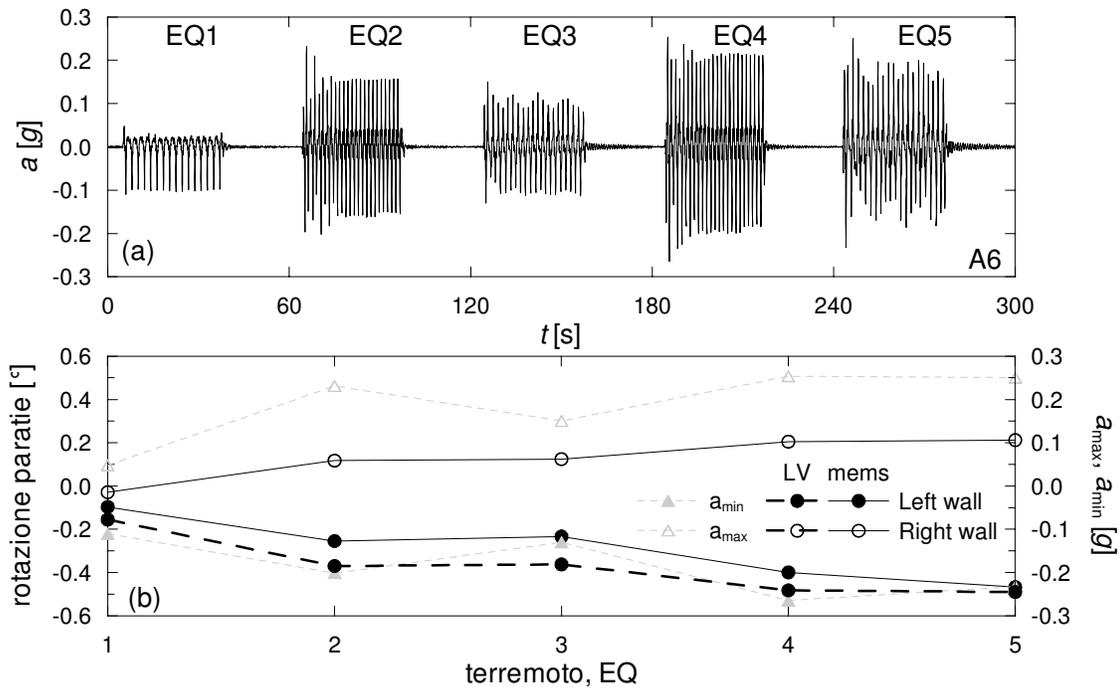


Figura 4.37: Prova CW1: (a) storia temporale delle accelerazioni misurate in superficie (A6) e (b) rotazioni delle paratie al termine di ogni terremoto

sinistra), EQ2 e EQ4, ossia quando la massima/minima accelerazione misurata durante il terremoto corrente è maggiore/minore di quella registrata durante gli eventi che lo hanno preceduto.

Momenti flettenti nelle paratie

La Figura 4.38 mostra la distribuzione dei momenti flettenti nelle due paratie al termine della fase di accelerazione statica e dopo ciascun terremoto (permanent) e l'involuppo dei massimi momenti flettenti misurati durante ciascun terremoto (transitori). I momenti flettenti al termine della fase statica non sono simmetrici, per effetto di problemi sub-sperimentali (*e.g.*: l'azione esercitata dal cavo delle connessioni elettriche degli *strain gauge* in testa alle paratie, vedi Paragrafo 3.7.5, che rende non nulli e di segno opposto i momenti in sommità); i valori massimi sono compresi tra 23 kNm/m (paratia destra) e 37 kNm/m (paratia sinistra). Anche durante le fasi dinamiche, le sollecitazioni flettenti hanno una distribuzione non simmetrica, ma questo è in parte dovuto anche al fatto che le accelerazioni applicate ai modelli non sono simmetriche (vedi Fig. 4.36 c e d). I diagrammi del momento flettente alla fine dei terremoti (permanent) presentano valori massimi compresi fra 54 kNm/m, nella la paratia destra, e 69 kNm/m, nella paratia sinistra, mentre i valori massimi del momento flettente durante i terremoti arrivano fino a circa 67 kNm/m per la paratia destra e 88 kNm/m per la paratia sinistra. I valori delle sollecitazioni permanenti indotte nelle paratie dagli eventi sismici sono molto maggiori di

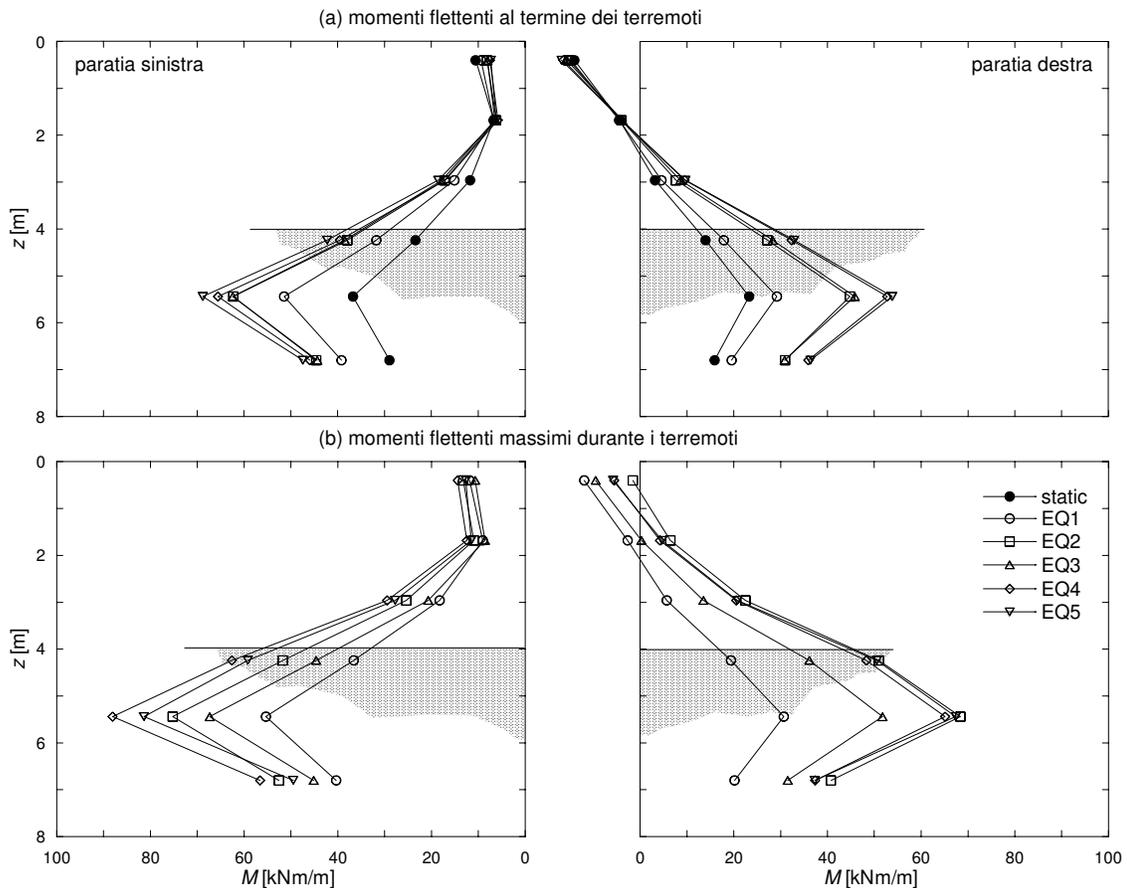


Figura 4.38: Prova CW1, momenti flettenti: (a) alla fine di ogni terremoto (residui) e (b) durante ogni terremoto (massimi)

quelli registrati in condizioni statiche: al termine del primo terremoto si ha un incremento dei momenti flettenti pari a circa il 16% nella paratia destra e al 40% in quella sinistra, mentre alla fine del quinto terremoto si ha un incremento pari a circa l'85% in entrambe le paratie.

L'andamento dei momenti flettenti conferma, in parte, quanto già osservato per gli spostamenti: ogni volta che l'intensità del terremoto corrente risulta significativamente maggiore di quella propria degli eventi dinamici precedenti, come nel caso dei terremoti EQ1, EQ2 e EQ4, si registrano incrementi nel momento flettente residuo (permanente) al termine del terremoto; al contrario, eventi sismici anche di elevata intensità, come i terremoti EQ3 e EQ5, non producono ulteriori incrementi nelle sollecitazioni flettenti delle paratie, se sono preceduti da terremoti di intensità maggiore. È necessario osservare, inoltre, soprattutto per quanto riguarda la paratia sinistra, che gli incrementi maggiori del momento flettente si hanno al termine dei primi due terremoti (EQ1 e EQ2); durante l'evento EQ4, quindi, la paratia accumula spostamenti senza variazioni significative della sollecitazione.

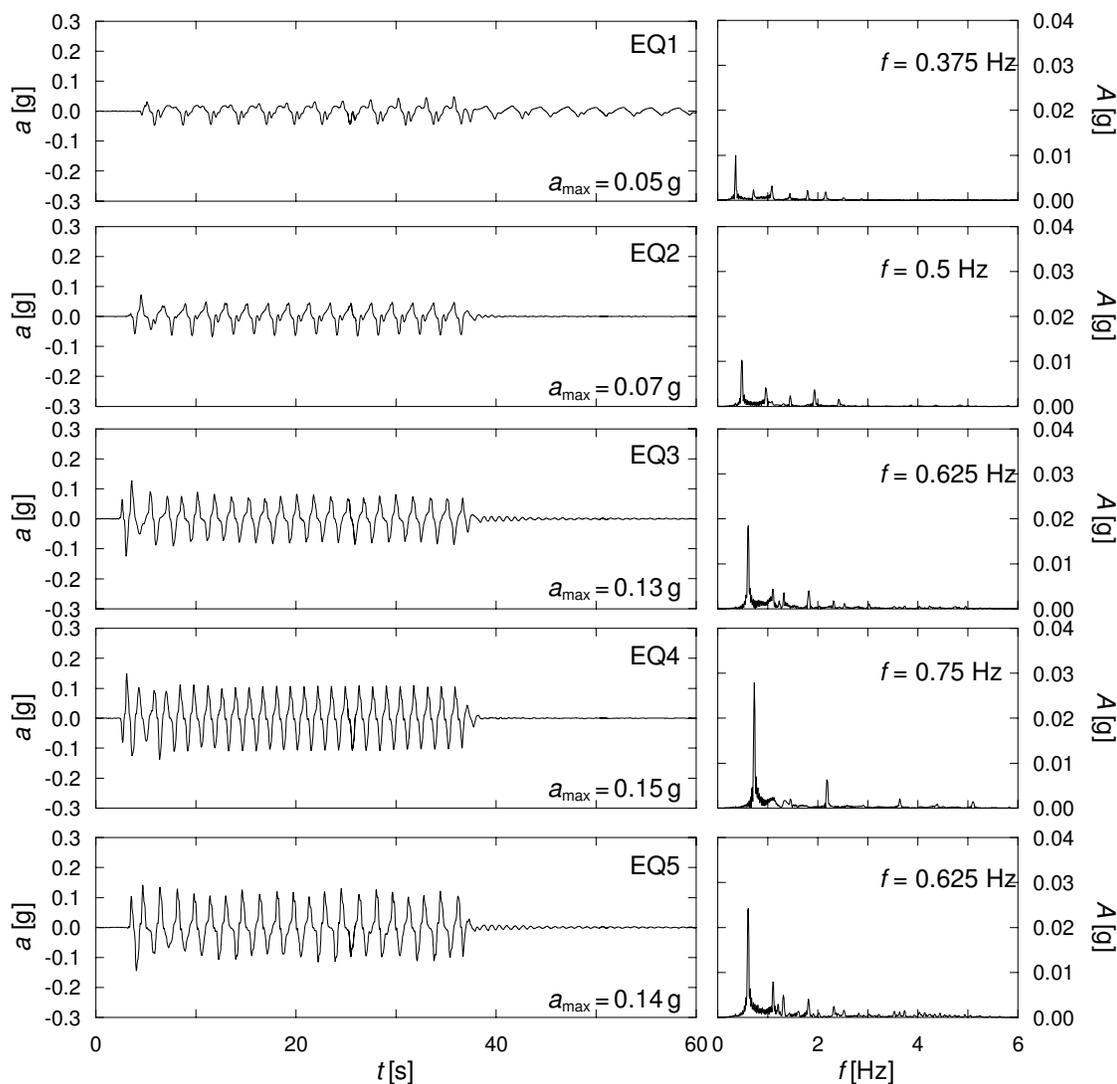


Figura 4.39: Prova CW2: storie temporali e spettri di Fourier delle ampiezze dei segnali di ingresso (A1)

4.7.2 Prova CW2

La prova CW2 è stata eseguita su un modello di coppia di paratie a sbalzo, in sabbia sciolta. La sabbia ha una densità relativa $D_r = 53\%$, corrispondente a un peso dell'unità di volume $\gamma_d = 14.71 \text{ kN/m}^3$ e a un indice dei vuoti $e = 0.80$.

Il modello è stato sottoposto a cinque terremoti di intensità e frequenza variabile, e durata pari a 32 s. Tutte le caratteristiche degli eventi sismici sono state già riportate nella Tabella 3.8. La Figura 4.39 mostra le storie temporali e gli spettri di Fourier delle ampiezze dei segnali di ingresso applicati alla base del modello (A1). La massima accelerazione orizzontale del segnale di ingresso più intenso, EQ4, è pari a $0.15 g$. Le frequenze nominali dei terremoti sono comprese tra 0.375 Hz e 0.75 Hz .

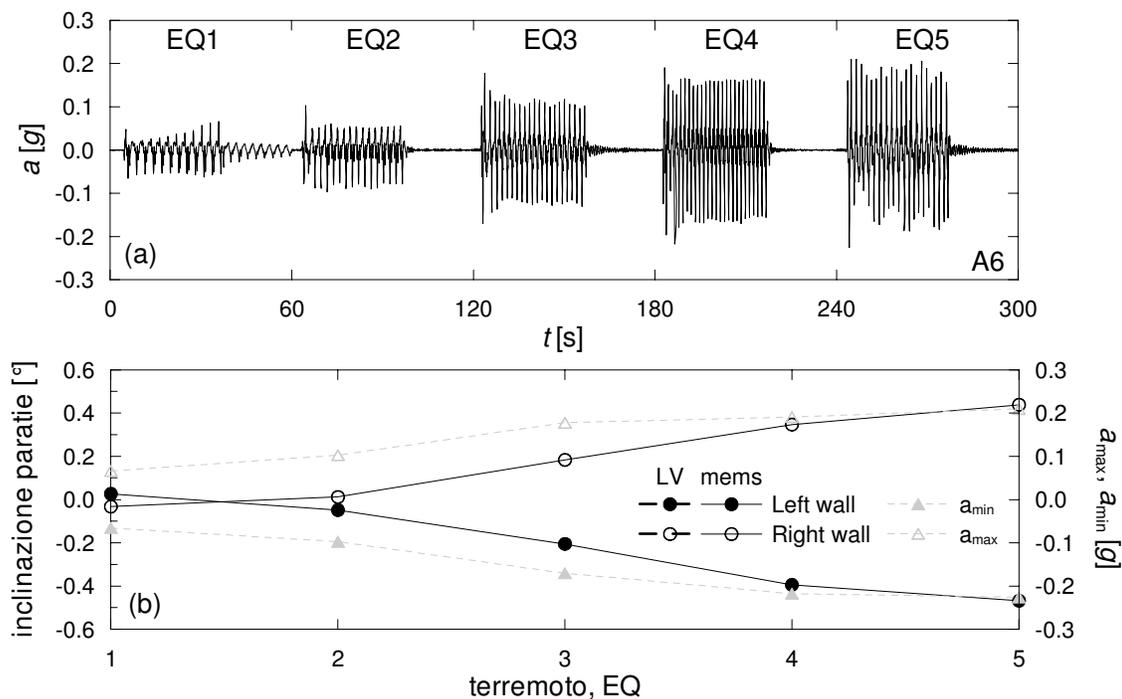


Figura 4.40: Prova CW2: (a) storia temporale delle accelerazioni misurate in superficie (A6) e (b) rotazioni delle paratie al termine di ogni terremoto

Rotazioni delle paratie

La Figura 4.40 mostra le accelerazioni registrate dal trasduttore A6, situato in condizioni di campo libero in prossimità della superficie (Fig. 4.40a), e l'angolo di inclinazione, rispetto alla verticale, delle due paratie, calcolato al termine di ogni terremoto (Fig. 4.40b). Secondo la convenzione adottata in figura, le rotazioni verso lo scavo corrispondono ad angoli di inclinazione positivi per la paratia destra e negativi per quella sinistra. La Figura 4.40b riporta, inoltre, i valori delle accelerazioni massime e minime misurate dal trasduttore A6.

Al termine del terremoto EQ1, le due paratie hanno un'inclinazione diretta verso il terreno: questa osservazione sembra suggerire che durante il primo terremoto le paratie abbiano subito un cinematismo di rotazione + traslazione piuttosto che di pura rotazione intorno al piede. Durante le successive fasi dinamiche, le paratie ruotano progressivamente verso lo scavo, fino ad un valore finale dell'angolo di inclinazione pari a circa 0.44° per la paratia destra e -0.47° per quella sinistra. Per un cinematismo di pura rotazione, questi valori corrispondono ad uno spostamento orizzontale verso lo scavo, in testa alla paratia, pari a 61 mm per la paratia destra e 65 mm per quella sinistra. Dal confronto tra le rotazioni delle paratie e le massime e minime accelerazioni misurate in superficie (Fig. 4.40b), si osserva che le rotazioni accumulate sono con buona approssimazione proporzionali alle accelerazioni misurate.

La Tabella 4.6 riporta i valori dell'accelerazione massima e dell'intensità di Arias per

i segnali registrati dagli accelerometri A1 e A6 durante i cinque eventi sismici. Sia per le accelerazioni applicate alla base dei modelli (A1) sia per quelle misurate in superficie (A6), entrambi i parametri aumentano tra il primo e il quarto terremoto, mentre l'intensità di Arias calcolata nell'evento sismico EQ5 è leggermente inferiore a quella relativa al terremoto precedente. Contrariamente a quanto osservato per la prova CW1, quindi, l'intensità delle accelerazioni misurate nel modello aumenta sempre tra il primo e l'ultimo terremoto applicato e, di conseguenza, anche le rotazioni, o equivalentemente gli spostamenti, accumulati dalle due paratie aumentano progressivamente nel corso della prova.

Tabella 4.6: Prova CW2. Valori dell'accelerazione massima a_{\max} e dell'intensità di Arias I_a degli accelerogrammi registrati in A1, alla base del modello, e A6, in superficie in condizioni di campo libero.

EQ	A1		A6	
	a_{\max} [g]	I_a [m/s]	a_{\max} [g]	I_a [m/s]
1	0.05	0.23	0.07	0.28
2	0.07	0.38	0.10	0.51
3	0.13	1.01	0.18	1.41
4	0.15	1.96	0.22	2.85
5	0.14	1.85	0.23	2.61

Momenti flettenti nelle paratie

La Figura 4.41 mostra la distribuzione dei momenti flettenti nelle due paratie al termine della fase di accelerazione statica e dopo ciascun terremoto (permanenti) e l'involuppo dei massimi momenti flettenti misurati durante ciascun terremoto (transitori); sono inoltre mostrate le storie temporali delle accelerazioni misurate dal trasduttore A6 posto in condizioni di campo libero, in prossimità della superficie dello strato di sabbia (Fig. 4.41c). I momenti flettenti nelle due paratie al termine della fase statica non sono simmetrici, per effetto di problemi sub-sperimentali (*e.g.*: l'azione esercitata dal cavo delle connessioni elettriche degli *strain gauge* in testa alle paratie, vedi Paragrafo 3.7.5, che rende non nulli e di segno opposto i momenti in sommità); tuttavia i valori massimi sono pari a 42 kNm/m in entrambe le paratie. Durante i transitori dinamici i momenti flettenti nelle due paratie, sia quelli residui (Fig. 4.41a) sia quelli massimi (Fig. 4.41b), aumentano progressivamente, in ragione del progressivo aumento dell'intensità dei terremoti applicati durante la prova (Fig. 4.41c). Al termine del terremoto EQ5 il valore massimo del momento residuo è circa pari a 73 kNm/m in entrambe le paratie, mentre il massimo momento misurato è compreso tra 86 kNm/m, nella paratia sinistra, e 93 kNm/m, nella paratia destra. I valori delle sollecitazioni permanenti indotte nelle paratie dagli eventi sismici sono molto maggiori di quelli registrati in condizioni statiche: al termine del primo terremoto si ha un incremento dei momenti flettenti pari a circa il 17%, mentre alla fine del quinto terremoto si registra un incremento pari a circa il 70%.

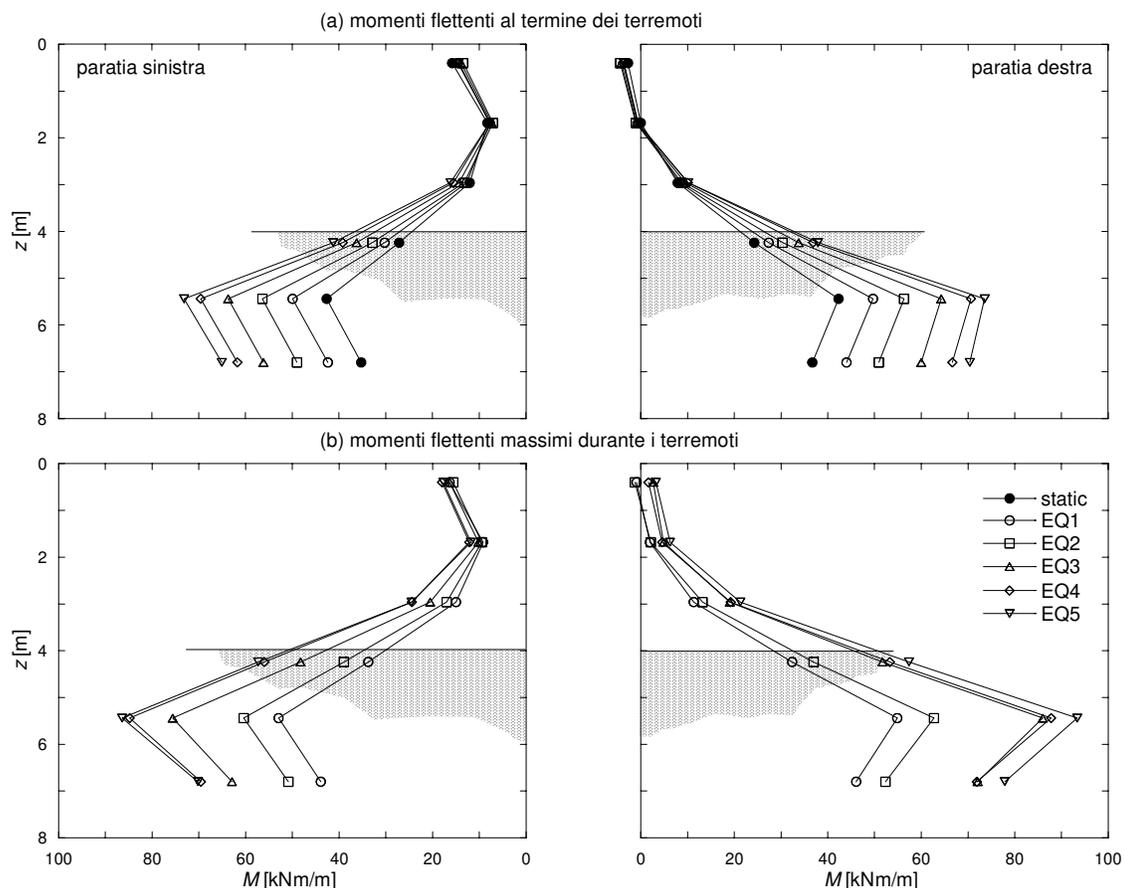


Figura 4.41: Prova CW2, momenti flettenti: (a) alla fine di ogni terremoto (residui) e (b) durante ogni terremoto (massimi); e (c) accelerazioni misurate in superficie (A6)

4.8 Considerazioni generali

La Figura 4.42 mostra, per tutte le prove realizzate in centrifuga e per tutti gli eventi sismici applicati, i massimi valori del momento flettente misurato nelle due paratie (Fig. 4.42 a e b), i massimi valori della forza assiale misurata nei puntoni durante le prove su paratie vincolate (Fig. 4.42c), le rotazioni calcolate per le paratie a sbalzo (Fig. 4.42d) e gli spostamenti misurati dagli LVDT (Fig. 4.42e e f). Tutte le grandezze sono normalizzate rispetto ai corrispondenti valori misurati o calcolati al termine della fase statica, in modo rendere possibile un confronto diretto tra le prove indipendentemente dallo stato di addensamento della sabbia e, quindi, dal peso specifico e dalle caratteristiche di resistenza del terreno. Tali grandezze sono espresse in funzione della massima accelerazione orizzontale misurata in prossimità della superficie del banco (accelerometro A6). Sono inoltre mostrati i valori dell'accelerazione critica calcolati per i modelli di paratia vincolata (Fig. 4.42g) e a sbalzo (Fig. 4.42h), per diversi valori dell'angolo di attrito al picco, ϕ_p , e della densità relativa, D_R (nel Paragrafo 2.5.1 è mostrata la procedura adottata per il calcolo dell'accelerazione critica per opere di sostegno flessibili a sbalzo o con un livello di contra-

sto). In particolare, i valori dell'angolo di attrito al picco sono stati calcolati in funzione della densità relativa, secondo la relazione (Bolton, 1986)

$$\phi_p = \phi_{cr} + 3 D_R (10 - \ln p') - 3 \quad (4.40)$$

dove $\phi_{cr} = 32^\circ$ è l'angolo di attrito a volume costante del terreno, e $p' = 76 \text{ kPa}$ è la tensione media efficace agente a metà dello strato di sabbia, calcolata attraverso l'equazione (4.37), dove $z = 8 \text{ m}$ è la profondità media del banco e $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ è un valore medio per il peso specifico della sabbia misurato nelle prove realizzate. Il valore assunto per l'angolo di attrito al contatto tra la paratia e il terreno è $\delta = 12^\circ$, fornito da Madabhushi e Zeng (2007) sulla base di prove di laboratorio. Come si può osservare dalla Figura 4.42g e h, l'accelerazione critica calcolata per $\phi = \phi_{cr}$ è pari a $0.13 g$ per le paratie a sbalzo e $0.49 g$ per quelle vincolate. Inoltre, per i valori di densità relativa tipici delle prove realizzate ($40\% \leq D_R \leq 80\%$) l'accelerazione critica è compresa tra $0.24 g$ e $0.45 g$ per le paratie a sbalzo, e tra $0.60 g$ e $0.75 g$ per quelle vincolate.

Sollecitazioni massime negli elementi strutturali

Per quanto riguarda le sollecitazioni negli elementi strutturali (Fig. 4.42a, b e c), sono riportati in figura (linea tratteggiata) anche i valori massimi calcolati con il metodo pseudostatico (vedi Paragrafo 2.4), in funzione dell'accelerazione pseudostatica $a_h = k_h g$, sempre normalizzati rispetto ai corrispondenti valori relativi alla condizione statica. Poichè, nelle prove realizzate, il terreno a tergo delle paratie è accelerato sostanzialmente in fase (vedi Paragrafo 4.5.3), per il calcolo della spinta sull'opera si è ipotizzata una distribuzione triangolare delle pressioni di contatto, ossia si è trascurata la deformabilità del terreno tenuta in conto dall'analisi pseudodinamica proposta da Steedman e Zeng (1990). Sia per le paratie a sbalzo, sia per quelle vincolate, le sollecitazioni sono state calcolate per due diversi valori dell'angolo di attrito del terreno, pari rispettivamente a 35° e 40° : i risultati sono praticamente coincidenti. I dati sperimentali relativi al massimo momento flettente (Fig. 4.42a e b) sono in buon accordo con i valori forniti dal metodo pseudostatico nel caso di paratie vincolate, mentre nelle paratie a sbalzo le massime sollecitazione misurate sono sempre più elevate di quelle calcolate. Inoltre, per accelerazioni maggiori di $0.4 g$ per le paratie vincolate e $0.15 g$ per quelle a sbalzo, nei modelli realizzati in sabbia densa i valori del rapporto $M_{max}/M_{max,static}$ sono maggiori, anche del 50%, rispetto a quelli calcolati in sabbia sciolta. Come osservano Bolton e Steedman (1985), se gli eventi sismici inducono nel terreno uno stato deformativo significativo, il terreno non è in grado di mobilitare una resistenza maggiore di quella critica, indipendentemente dallo stato di addensamento e dalla resistenza che aveva prima dell'evento. Quindi, l'incremento di sollecitazione rispetto alla condizione statica, che si osserva nei modelli realizzati in sabbia densa in corrispondenza di accelerazioni elevate, potrebbe essere associato, oltre che alla

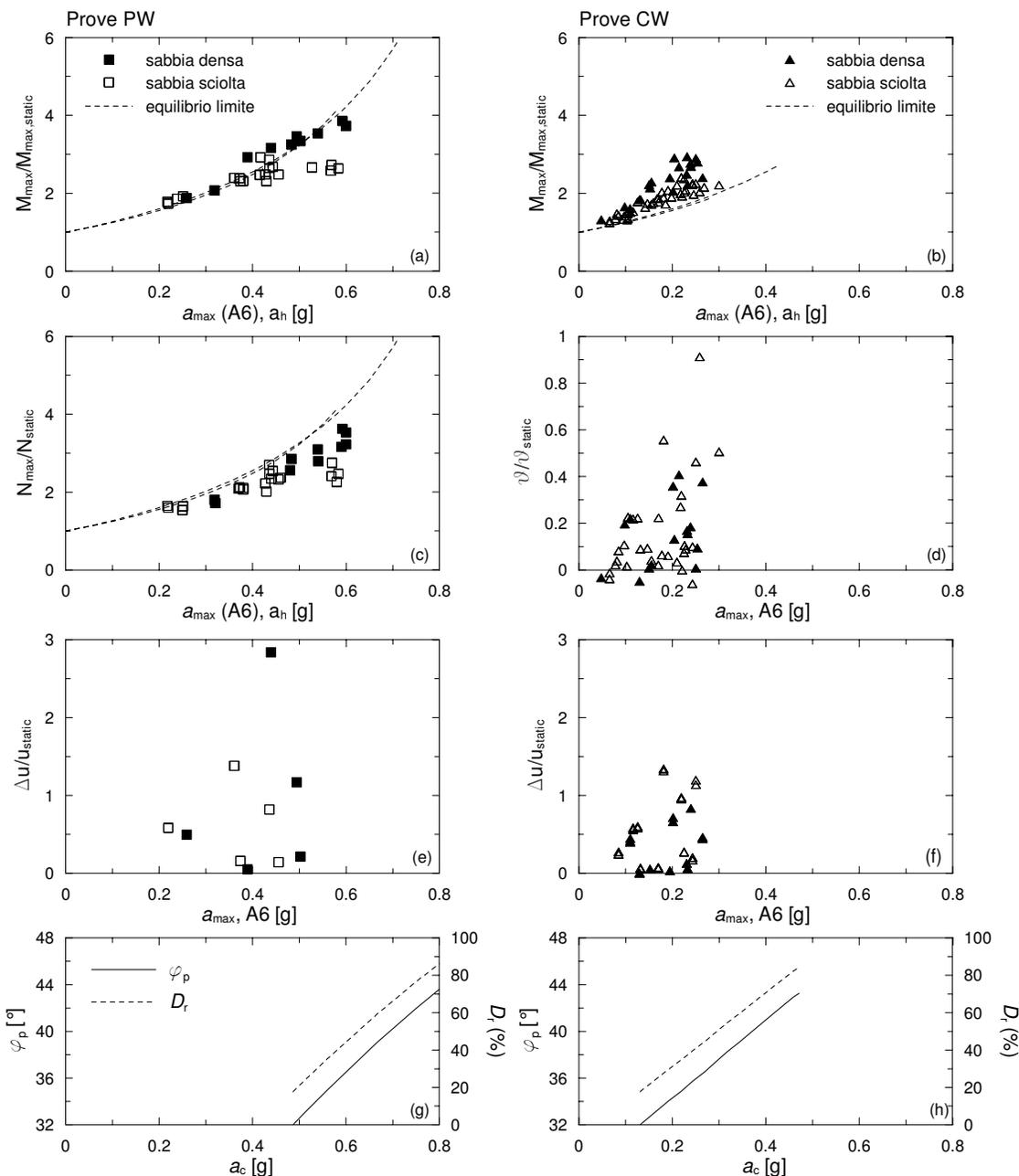


Figura 4.42: Tutte le prove: (a, b) momenti flettenti massimi, (c) forze assiali nei puntoni, (d) rotazioni e (e, f) spostamenti delle paratie in funzione della massima accelerazione misurata in superficie (A6). Tutti i valori sono normalizzati rispetto ai corrispondenti valori misurati in condizioni statiche. Accelerazione critica per diversi valori dell'angolo di attrito al picco e della densità relativa (g, h)

componente inerziale della sollecitazione dinamica, anche alla perdita di resistenza nel terreno conseguente agli elevati stati di deformazione indotti.

Lo stesso comportamento si osserva in termini di forza assiale nei puntoni (Fig. 4.42c): anche qui si ha, in generale, un buon accordo con i valori calcolati con il metodo pseudo-statico e, inoltre, per valori di $a_{\max} \geq 0.4g$, il rapporto $N_{\max}/N_{\max,\text{static}}$ è maggiore per i modelli preparati in sabbia densa.

Spostamenti delle paratie

Mentre per le sollecitazioni negli elementi strutturali è possibile individuare un andamento crescente con le accelerazioni misurate in superficie, i dati relativi alle rotazioni (Fig. 4.42d) e agli spostamenti (Fig. 4.42e e f) sono decisamente dispersi. Questo comportamento, osservato in tutte le prove realizzate, è già stato discusso nei Paragrafi 4.6 e 4.7: gli spostamenti e le rotazioni accumulati dalle paratie durante gli eventi sismici non dipendono esclusivamente dall'intensità del terremoto corrente, ma, più in generale, dall'intera storia delle accelerazioni di cui l'opera ha avuto esperienza. Anche Zeng (1990) osserva il medesimo fenomeno, individuando come possibile causa un addensamento del terreno per effetto delle sollecitazioni dinamiche applicate. Secondo Zeng (1990), tale addensamento determina un miglioramento delle proprietà meccaniche del terreno a tergo della paratia; solo quando le massime tensioni orizzontali indotte dai terremoti precedenti sono nuovamente superate durante l'evento corrente, si hanno nuove deformazioni plastiche nel terreno e, quindi, spostamenti delle paratie.

Dal confronto tra le prove realizzate su modelli in sabbia densa e sciolta non sembra, tuttavia, che il fenomeno osservato possa essere ricondotto ad un miglioramento delle proprietà meccaniche del terreno, associato all'addensamento indotto nella sabbia dalle sollecitazioni dinamiche applicate. La Figura 4.43 mostra gli spostamenti accumulati dalla paratia sinistra nella prova CW1 (Fig. 4.43a) e dalla paratia destra nella prova CW5 (Fig. 4.43b), durante i cinque eventi sismici applicati, e le caratteristiche dei segnali registrati in superficie dall'accelerometro A6. I valori della densità relativa calcolati prima e dopo l'esecuzione della prova sono rispettivamente pari a 84% e 85% nella prova CW1 e a 49% e 53% nella prova CW5. La geometria dei modelli realizzati nelle due prove è, invece, la stessa (vedi Fig. 3.19 e Fig. 3.23). Il fatto che gli spostamenti accumulati nella prova CW5, durante gli eventi EQ3 e EQ5, siano piccoli ($\Delta u = 2\text{ mm}$ e $\Delta u = 5\text{ mm}$) dovrebbe essere associato, secondo Zeng (1990), all'addensamento del terreno indotto dai terremoti EQ2 e EQ4 che li hanno preceduti; poichè la densità relativa del terreno, nella prova CW1, è molto maggiore di quella misurata nella prova CW5, dovrebbe quindi risultare che eventi sismici di intensità inferiore a quella caratteristica dei terremoti EQ3 e EQ5, applicati nella prova CW5, non producano spostamenti nella prova CW1. Dalla tabella riportata in Figura 4.43a, invece, si osserva che i terremoti EQ1 e EQ2 applicati nella prova CW1, caratterizzati da un'accelerazione massima e da un'intensità di Arias più piccole di

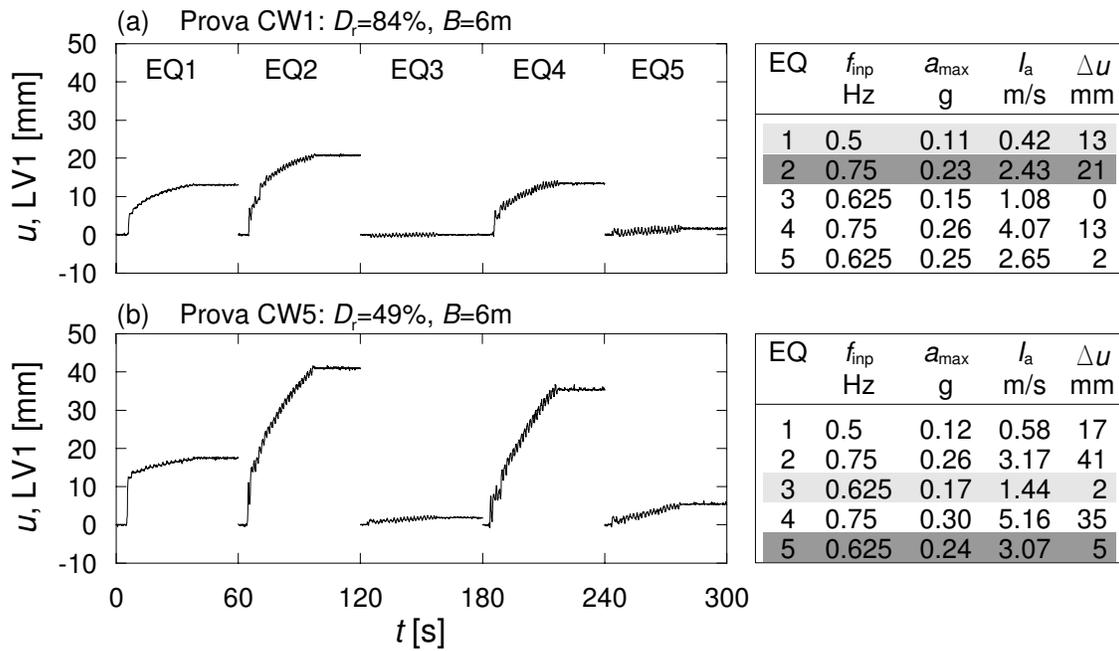


Figura 4.43: Spostamenti della paratia (LV1) misurati durante le prove CW1 (a) e CW5 (b) su coppie di paratie a sbalzo

quelle misurate rispettivamente per i terremoti EQ3 e EQ5 nella prova CW5, determinano grandi spostamenti nella paratia rispetto a quelli registrati nella prova CW5.

La Figura 4.44 mostra la storia temporale delle accelerazioni misurate in superficie (Fig. 4.44a) e degli spostamenti orizzontali della paratia (Fig. 4.44b) misurati durante l'evento sismico EQ1 applicato nella prova CW1. Per il terremoto in esame, è stato applicato il metodo di Newmark per il calcolo degli spostamenti della paratia mediante doppia integrazione dell'accelerazione relativa $a_r = a - a_c$ (vedi Paragrafo 2.5). Adottando un valore costante per l'accelerazione critica della paratia ($a_c = 0.079g$) è possibile cogliere il valore finale ma non l'evoluzione degli spostamenti nel tempo. È dunque evidente che l'accelerazione critica varia nel corso dell'evento sismico: una buona stima degli spostamenti si ottiene variando a_c tra $0.063g$, all'inizio, e $0.087g$ al termine del terremoto. Tale variazione, se associata esclusivamente ad un addensamento del terreno, corrisponderebbe (vedi Fig. 4.42h) ad una variazione di densità relativa, ΔD_R , di circa 5% per il solo terremoto EQ1. Inoltre, applicando il metodo di Newmark anche ai terremoti successivi, si è osservato che una buona approssimazione degli spostamenti misurati si ottiene ammettendo una variazione di a_c da $0.063g$ (inizio EQ1) a $0.194g$ (fine EQ5). Questo corrisponderebbe ad una variazione di densità relativa circa pari a $20 \div 25\%$. Poiché la variazione di densità relativa, stimata al termine della prova, è pari a 1%, è evidente che l'aumento di accelerazione critica per la paratia non può dipendere esclusivamente da un addensamento del terreno.

Dal confronto tra le Figure 4.44b e 4.42h si osserva, inoltre, che i valori di accelerazione critica da considerare per una stima degli spostamenti attraverso il Metodo di Newmark

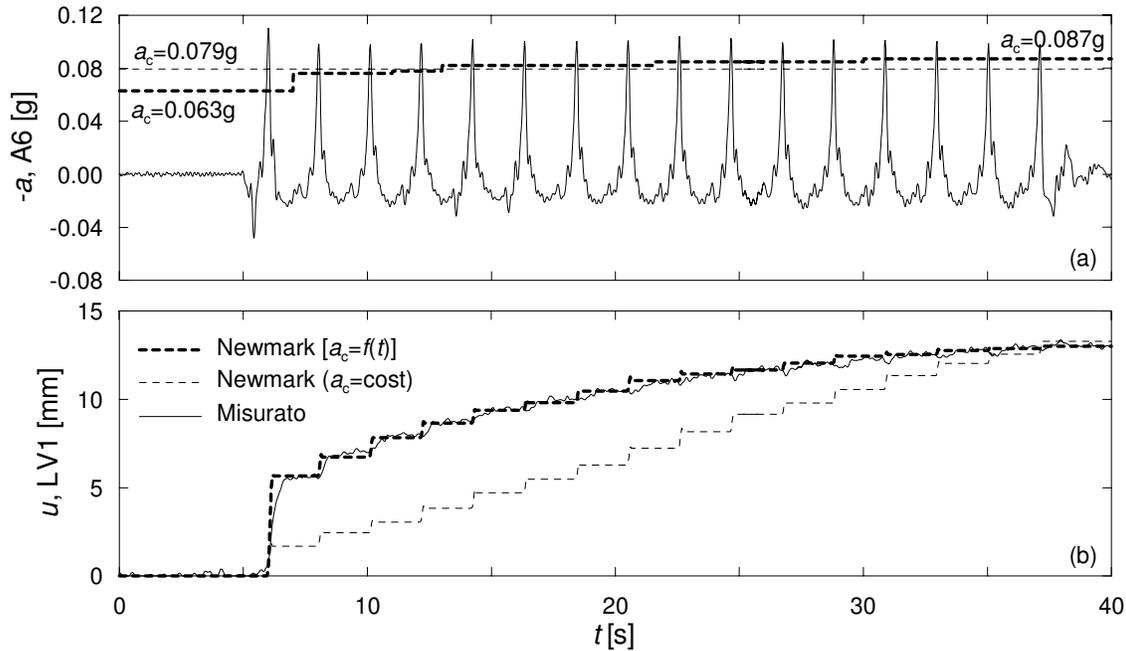


Figura 4.44: Prova CW1, terremoto EQ1: (a) accelerazioni misurate in superficie (A6) e accelerazione critica della paratia e (b) spostamenti orizzontali misurati (LV1) e calcolati con il Metodo di Newmark

sono molto più bassi rispetto a quelli calcolati con il metodo dell'equilibrio limite (per la paratia a sbalzo si ha $a_c = 0.19g$ per $\phi = \phi_{cr}$). Questo significa che, per questi valori di accelerazione critica, l'analisi pseudostatica prevede che la paratia non sia in condizioni di equilibrio limite: la resistenza del terreno non è completamente mobilitata e il coefficiente di sicurezza a rotazione è compreso tra 1.38 e 1.48 (calcolato per $\phi = \phi_{cr}$). Come osservano Callisto e Soccodato (2007), quindi, sembra che il Metodo di Newmark non sia in grado di descrivere l'accumulo di spostamenti in atto nella paratia per effetto delle sollecitazioni dinamiche applicate.

Sollecitazioni residue negli elementi strutturali

In accordo con quanto osservato da diversi autori (Zeng, 1990; Whitman e Ting, 1993; Zeng e Steedman, 1993; Watabe *et al.*, 2006; Madabhushi e Zeng, 2006; Madabhushi e Zeng, 2007) l'incremento delle sollecitazioni residue negli elementi strutturali, al termine degli eventi sismici, è molto elevato, ossia circa pari all'80 ÷ 90% delle sollecitazioni misurate in condizioni statiche. Secondo Whitman (1990) e Zeng (1990) questo incremento permanente è associato alla tendenza della sabbia ad addensarsi se sottoposta a vibrazioni: l'addensamento del terreno a tergo della paratia determina un incremento delle sollecitazioni negli elementi strutturali, associate al fatto che tensioni orizzontali residue restano "incastrate" nel terreno a contatto con la paratia. Quindi, analogamente a quanto accade per gli spostamenti, solo quando le massime tensioni orizzontali indotte dai terremoti precedenti sono nuovamente superate durante l'evento corrente, si hanno nuove deformazioni

plastiche nel terreno e incrementi di sollecitazione negli elementi strutturali.

Come già osservato da Zeng (1990) lo sviluppo di sollecitazioni permanenti negli elementi strutturali non è esclusivamente associato all'intensità del terremoto corrente, ma più in generale all'intera storia delle accelerazioni di cui l'opera ha avuto esperienza. Tuttavia, come ampiamente discusso per gli spostamenti delle paratie, non sembra plausibile che il fenomeno osservato sia ascrivibile all'addensamento del terreno poichè, soprattutto nelle prove realizzate in sabbia densa, le variazioni di densità relativa misurate al termine della prova non sono sufficienti a giustificare tale comportamento. È più probabile che questo sia dovuto ad una redistribuzione delle tensioni indotta dai terremoti in prossimità dello scavo. Al fine di giustificare tale affermazione, nel Capitolo 5 sono mostrati i risultati di alcune analisi numeriche realizzate per simulare le prove in centrifuga su modelli di paratie a sbalzo e vincolate.

CAPITOLO 5

MODELLAZIONE NUMERICA

5.1 Premessa

In questo capitolo sono mostrati i principali risultati ottenuti dalla simulazione numerica di alcune delle prove eseguite in centrifuga sui modelli di coppie di paratie a sbalzo e vincolate. In particolare, il confronto tra i dati sperimentali disponibili e le previsioni fornite dalle analisi numeriche è svolto in termini di accelerazioni all'interno del deposito di sabbia, di spostamenti delle paratie e di sollecitazioni negli elementi strutturali. Particolare rilievo, inoltre, è dato alla distribuzione dello stato tensionale in prossimità dello scavo, e alla sua evoluzione nel corso degli eventi sismici applicati ai modelli.

Le analisi numeriche sono state realizzate con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Itasca, 2005). Inizialmente sviluppato per la modellazione di problemi geotecnici in campo statico, questo programma commerciale consente di simulare anche i fenomeni di interazione terreno-struttura in presenza di azioni sismiche.

Il modello costitutivo adottato per la sabbia, sviluppato da Andrianopoulos *et al.* (2010) e successivamente implementato in FLAC (Andrianopoulos *et al.*, 2009), risulta particolarmente adatto a riprodurre il comportamento ciclico di terreni granulari in corrispondenza di piccole, medie e grandi deformazioni cicliche, per diversi valori dello stato tensionale e della densità iniziali. Una parte del capitolo è dedicata alla presentazione delle equazioni costitutive e dei principali aspetti del modello costitutivo adottato; sono mostrati, inoltre, la procedura adottata per la taratura delle costanti che lo definiscono e i risultati relativi ad una serie di analisi numeriche preliminari, eseguite in condizioni monodimensionali, volte a verificare le capacità previsionali del modello, in riferimento alle prove dinamiche realizzate in centrifuga.

Sebbene le simulazioni numeriche delle prove in centrifuga siano state condotte alla scala del modello, i risultati mostrati nel seguito sono riportati, tranne che dove specificato, alla scala del prototipo.

5.2 Codice di calcolo: FLAC

Il codice di calcolo FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) (Itasca, 2005) è un programma commerciale basato sul metodo delle differenze finite e sviluppato per la modellazione di problemi geotecnici sia in campo statico sia in condizioni dinamiche. La flessibilità nella modellazione della geometria del problema, la disponibilità di elementi strutturali e l'elevato numero di modelli costitutivi implementati, rendono FLAC idoneo alla modellazione di praticamente tutti i problemi piani riguardanti il comportamento meccanico dei terreni e delle strutture con essi interagenti. Inoltre, FLAC fornisce all'utente la possibilità di introdurre nuovi modelli costitutivi, implementati in apposite *subroutine* attraverso un linguaggio di programmazione (FISH) proprio del codice numerico.

Il codice di calcolo FLAC, anche per i problemi in campo statico, risolve le equazioni di equilibrio dinamico di un mezzo continuo:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (5.1)$$

dove ρ è la densità di massa, x_i è la componente i -esima del vettore posizione, \dot{u}_i è la componente i -esima del vettore velocità, g_i è la componente dell'accelerazione di gravità (forza di volume) lungo la direzione i e σ_{ij} è la generica componente del tensore degli sforzi. Nell'equazione (5.1) l'indice i denota le componenti nel sistema di coordinate cartesiane e la ripetizione degli indici implica l'operazione di sommatoria.

Il comportamento meccanico dei materiali è espresso mediante la legge costitutiva

$$\sigma_{ij} = M(\sigma_{ij}, \dot{\epsilon}_{ij}, k) \quad (5.2)$$

dove $M()$ è la forma funzionale della legge costitutiva, k è un parametro che tiene conto della storia di carico e $\dot{\epsilon}_{ij}$ è la componente generica del tensore delle velocità di deformazione, espressa dalla

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (5.3)$$

Il codice di calcolo FLAC, come in generale tutti i metodi alle differenze finite e agli elementi finiti, traduce il sistema di equazioni differenziali che governano il problema in un sistema di equazioni algebriche scritte in termini delle variabili di campo (ad esempio tensioni e spostamenti) definite in punti discreti dello spazio. Il dominio fisico di riferimento è discretizzato attraverso una griglia (*mesh*) composta da elementi quadrilateri (zone, nella terminologia del programma), e configurata in modo da modellare contatti stratigrafici e morfologie superficiali anche complesse e irregolari. I vertici degli elementi costituiscono i nodi della griglia, in corrispondenza dei quali sono risolte le equazioni del problema: le variabili di campo non sono definite all'interno degli elementi.

FLAC utilizza un algoritmo esplicito di integrazione nel tempo per la soluzione delle equazioni che governano il problema. Una rappresentazione schematica dell'algoritmo

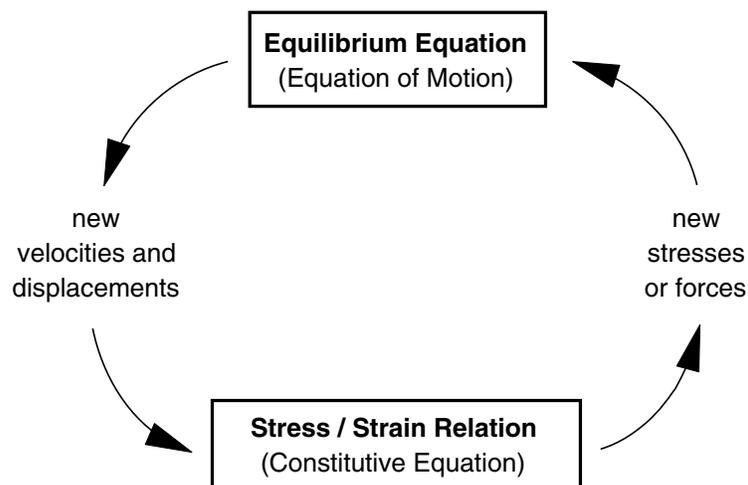


Figura 5.1: Rappresentazione schematica dell'algoritmo esplicito di integrazione nel tempo, adottato dal codice alle differenze finite FLAC (Itasca, 2005)

è mostrata nella Figura 5.1. Ad ogni passo di calcolo vengono risolte le equazioni di equilibrio dinamico per determinare velocità e spostamenti, a partire dalle tensioni e dalle forze imposte ai nodi della griglia; successivamente le velocità di deformazione sono ricavate dalle velocità e quindi, attraverso le equazioni costitutive, si ottengono i valori aggiornati delle tensioni. L'ipotesi di base dell'approccio esplicito consiste nel fatto che, durante ciascuna fase rappresentata nei riquadri della Figura 5.1, le grandezze vengono ricavate a partire da altre grandezze che si ammettono costanti durante l'operazione. Ad esempio, i valori delle velocità di deformazione sono considerati fissi durante il calcolo delle tensioni mediante le leggi costitutive (riquadro inferiore nella Figura 5.1), ossia si assume che le nuove tensioni calcolate non influiscano sui valori assunti per le velocità. Tale ipotesi può apparire poco accettabile dal punto di vista fisico poichè, se si ha una variazione dello stato tensionale in un nodo, questa influisce sui nodi ad esso adiacenti, modificandone la velocità di deformazione. Tuttavia, se l'intervallo di tempo Δt corrispondente al ciclo di calcolo è sufficientemente piccolo, l'informazione non può fisicamente passare da un elemento all'altro durante quell'intervallo e, di conseguenza, elementi contigui non possono effettivamente influenzarsi reciprocamente durante il periodo di calcolo. Seguendo tale approccio, non è necessario ricorrere ad un processo iterativo per il calcolo delle tensioni a partire dalle deformazioni in un elemento, anche se l'equazione costitutiva è fortemente non lineare; di contro, poichè il Δt richiesto è generalmente molto piccolo, è necessario un gran numero di passi di integrazione e, di conseguenza, i tempi di calcolo possono essere anche molto elevati.

Gli elementi quadrangolari della griglia vengono automaticamente suddivisi dal programma in due coppie sovrapposte di triangoli a deformazioni costanti (Fig. 5.2a). Tale procedura consente di eliminare i problemi di *mesh locking* tipicamente associati all'utilizzo di elementi quadrangolari a deformazione costante. Per ogni triangolo, le equazioni

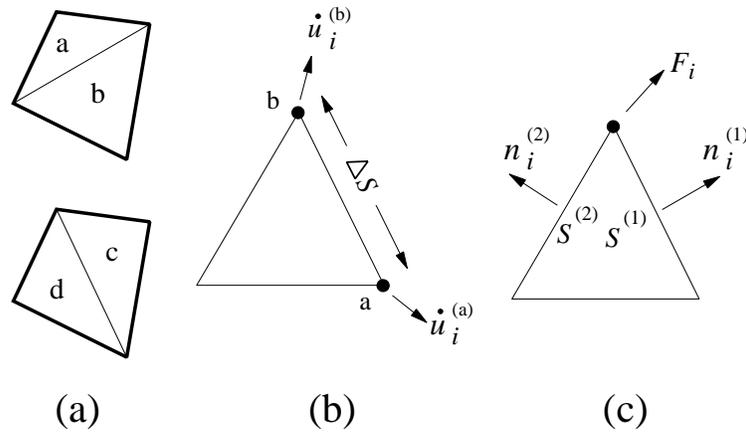


Figura 5.2: Elementi quadrangolari adottati nel codice FLAC: (a) coppie sovrapposte di triangoli a deformazioni costanti; (b) elemento triangolare tipico e vettori di velocità nei nodi; (c) vettori delle forze nodali (Itasca, 2005)

alle differenze finite sono ricavate a partire dalla forma generalizzata del teorema della divergenza di Gauss:

$$\int_S \mathbf{f} \cdot \mathbf{n} ds = \int_A \nabla \cdot \mathbf{f} dA \quad (5.4)$$

in cui \mathbf{n} è la normale uscente al contorno S del dominio triangolare, \mathbf{f} è una variabile generica (vettore o tensore), A è la superficie del dominio triangolare. Considerando come variabile f il valore medio della velocità lungo i lati di ogni triangolo, l'equazione (5.4) può essere riscritta nella forma

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum_S (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) n_j \Delta s \quad (5.5)$$

dove (a) e (b) sono due nodi consecutivi su un lato del triangolo, Δs è la lunghezza del lato e la sommatoria è estesa ai tre lati del triangolo (Fig 5.2b). Attraverso le equazioni (5.3) e (5.5) è quindi possibile calcolare tutte le componenti del tensore delle velocità di deformazione e quindi, attraverso le equazioni costitutive, le componenti del tensore degli sforzi. Infine, a partire dalle tensioni, è possibile determinare le forze equivalenti applicate ai nodi. Le tensioni agiscono su ciascun triangolo come trazioni sui lati del triangolo stesso; ogni trazione è considerata equivalente a due forze uguali agenti sui due nodi all'estremità del lato. Su ogni nodo del triangolo, quindi, agiscono due forze relative ai due lati convergenti nel nodo stesso (Fig. 5.2c), ossia:

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} (n_j^{(1)} S^{(1)} + n_j^{(2)} S^{(2)}) \quad (5.6)$$

Ricordando che ogni elemento quadrangolare è costituito da due coppie di triangoli, si ha che, per ogni coppia, le forze relative ai nodi in comune ai due triangoli sono sommate. Infine, le forze nodali relative all'elemento sono date dalla media, per ciascun nodo, delle

forze relative alle due coppie di triangoli.

Per ogni nodo vengono sommate le forze relative agli elementi in esso convergenti, le forze di volume dovute alla gravità e gli eventuali carichi esterni applicati. In tale modo viene determinata la forza nodale netta ($\sum F_i$). Se il nodo è in equilibrio, allora deve risultare $\sum F_i = 0$, altrimenti esso subisce un'accelerazione definita attraverso la legge di Newton. La legge del moto, espressa in termini incrementali, è

$$\dot{u}^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (5.7)$$

dove l'apice indica il tempo in corrispondenza del quale è calcolata la velocità e m è la massa associata a ciascun nodo, pari alla somma di un terzo delle masse dei triangoli convergenti nel nodo. Dall'equazione (5.7) si calcolano i nuovi valori della velocità e, quindi, del tensore delle velocità di deformazione per il nuovo ciclo.

Tempo di calcolo (Δt)

Come precedentemente mostrato, l'intervallo di tempo Δt corrispondente al singolo ciclo di calcolo deve essere sufficientemente piccolo da poter introdurre l'ipotesi che le tensioni e le velocità non varino durante la fase di calcolo. Questa condizione di stabilità implica che velocità di propagazione dell'informazione nel dominio computazionale ($\Delta x/\Delta t$) sia sempre maggiore della velocità di propagazione nel dominio fisico (C). Poichè la massima velocità di propagazione, nel dominio fisico, corrisponde alla velocità di propagazione delle onde di volume nel mezzo, il massimo valore dell'intervallo temporale che può essere utilizzato durante l'analisi (Δt_{cr}) può essere calcolato secondo la relazione

$$\Delta t_{cr} = \min \left\{ \frac{A}{V_p \Delta x_{max}} \right\} \quad (5.8)$$

dove A è la superficie del subelemento triangolare e Δx_{max} è la dimensione massima dell'elemento. La funzione minimo è relativa a tutti gli elementi che compongono la griglia numerica. Dall'equazione (5.8) deriva che Δt_{cr} è tanto più piccolo quanto più la rigidezza del materiale è elevata e quanto più piccolo è l'elemento.

Dimensione degli elementi

Nell'ambito di problemi dinamici, si possono avere distorsioni delle onde che si propagano attraverso il mezzo, a seconda della scelta effettuata per la griglia computazionale. L'accuratezza della soluzione numerica dipende, in generale, sia dal contenuto in frequenza della sollecitazione dinamica applicata, sia dalla velocità di propagazione delle onde, caratteristica del sistema. Kuhlemeyer e Lysmer (1973) mostrano che, per un'accurata modellazione della propagazione di un'onda attraverso il mezzo, la dimensione degli elementi della griglia, Δl , deve essere approssimativamente inferiore a 1/10 o 1/8 della lunghezza d'onda,

λ , associata alla frequenza più elevata della sollecitazione dinamica applicata, ossia

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (5.9)$$

Poichè, nei problemi geotecnici, λ è funzione della velocità di propagazione dell'onda di taglio nel terreno, V_S , e della frequenza dell'onda, f , attraverso la relazione $\lambda = V_S/f$, l'equazione (5.9) consente di definire, note le caratteristiche di rigidezza del terreno e il contenuto in frequenza della sollecitazione dinamica applicata, una griglia numerica in grado di simulare accuratamente il fenomeno dinamico in esame.

Smorzamento di Rayleigh

Nel caso di analisi lineari, o per modellare lo smorzamento a basse deformazioni che spesso i legami non lineari non sono in grado di cogliere, è possibile introdurre nelle analisi numeriche uno smorzamento di tipo viscoso, secondo la formulazione di Rayleigh. Tuttavia, in contrasto con le evidenze sperimentali sul comportamento dei terreni, tale formulazione conduce ad uno smorzamento dipendente dalla frequenza; il suo impiego, quindi, richiede una scelta accurata dei parametri che lo definiscono. Lo smorzamento di Rayleigh, originariamente formulato per le analisi strutturali, è espresso in forma matriciale attraverso la definizione di una matrice di smorzamento C proporzionale alla matrice delle masse M e a quella delle rigidezze K :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (5.10)$$

dove α_R e β_R sono i coefficienti di Rayleigh. È possibile dimostrare (Chopra, 1995) che il fattore di smorzamento ξ_j associato al j -esimo modo di vibrare di un banco indefinito di terreno è espresso dalla:

$$\xi_j = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_R}{\omega_j} + \beta_R \omega_j \right) \quad (5.11)$$

dove ω_j è la pulsazione relativa al modo j . La procedura adottata nel codice FLAC per la determinazione dei coefficienti di Rayleigh consiste nel definire il minimo valore del fattore di smorzamento, ξ_{\min} , e la pulsazione ω_{\min} cui corrisponde tale valore. Poichè, derivando l'equazione (5.11) si ottiene $\omega_{\min} = \omega(\xi_{\min}) = \sqrt{\alpha_R/\beta_R}$ e $\xi_{\min} = \sqrt{\alpha_R\beta_R}$, i coefficienti di Rayleigh possono essere calcolati rispettivamente come $\alpha_R = \xi_{\min}\omega_{\min}$ e $\beta_R = \xi_{\min}/\omega_{\min}$. La scelta di $f_{\min} = \omega_{\min}/2\pi$ è cruciale per determinare il campo di frequenza in corrispondenza del quale lo smorzamento mostra variazioni contenute rispetto a ξ_{\min} . In generale, f_{\min} deve essere scelta all'interno del campo di frequenza significativo per il problema in esame, definito in termini sia delle frequenze naturali del sistema sia delle frequenze predominanti nella sollecitazione dinamica applicata. In prima approssimazione si può collocare f_{\min} tra la frequenza fondamentale del sistema e la frequenza predominante del segnale di ingresso (Pagliaroli, 2006); tuttavia, se questi valori sono significativamente diversi, è

opportuno esaminare con analisi parametriche l'influenza sui risultati delle diverse scelte di f_{\min} .

5.3 Modello costitutivo per la sabbia

L'esecuzione di analisi numeriche avanzate finalizzate allo studio dei processi di interazione terreno-struttura in presenza di azioni sismiche richiede l'impiego di equazioni costitutive per il terreno capaci di descrivere gli aspetti essenziali del loro comportamento meccanico in condizioni di carico ciclico/dinamico. Le evidenze sperimentali disponibili mostrano che, tra le caratteristiche della risposta ciclica/dinamica dei terreni, di particolare rilievo appaiono: (i) la non linearità; (ii) l'irreversibilità e la non linearità incrementale; (iii) il comportamento isteretico; (iv) la dipendenza dalla storia tensionale. Inoltre, come osservano Callisto e Soccodato (2010), un'aspetto chiave del comportamento sismico delle opere di sostegno è che, in condizioni sia statiche sia dinamiche, si può avere una completa mobilitazione della resistenza nelle zone di terreno poste in prossimità dell'opera. Quindi il modello costitutivo adottato per il terreno deve essere in grado di riprodurre il comportamento del terreno sottoposto a sollecitazioni cicliche e, allo stesso tempo, deve consentire la mobilitazione della resistenza del terreno.

I modelli elastoplastici classici per i terreni, formulati nell'ambito della plasticità perfetta o incrudente, sono in grado di riprodurre abbastanza bene i fenomeni di non linearità ed irreversibilità osservati in condizioni di carico monotono, ma non sono adeguati a descrivere correttamente l'accumulo di deformazioni irreversibili e di sovrappressioni interstiziali tipicamente associate a sollecitazioni dinamiche cicliche di elevata frequenza, e hanno una limitata capacità di tenere in conto gli effetti della storia tensionale pregressa. In particolare, lungo cicli di carico e scarico di ampiezza costante o decrescente, tali modelli prevedono un comportamento reversibile del materiale e, di conseguenza, non hanno smorzamento isteretico. È quindi pratica corrente includere nelle equazioni del moto lo smorzamento numerico alla Rayleigh. Tuttavia, la scelta dei parametri che definiscono lo smorzamento viscoso è difficile e soggettiva, poichè lo smorzamento risultante dipende dalla frequenza della sollecitazione dinamica e non varia con il livello di deformazione indotto nel terreno.

Negli ultimi 20 anni, numerosi approcci sono stati proposti per migliorare le capacità previsionali dei modelli costitutivi convenzionali per i mezzi granulari, con particolare riferimento alle condizioni di carico cicliche/dinamiche tipiche degli eventi sismici. In particolare, per quanto riguarda il comportamento ciclico/dinamico dei terreni a grana grossa, Tamagnini (2009) riassume i principali requisiti che un modello costitutivo dovrebbe soddisfare:

- la relativa semplicità della struttura matematica delle equazioni costitutive, essenziale al fine della valutazione qualitativa della risposta del modello e del ruolo giocato dalle diverse costanti che caratterizzano le proprietà del materiale, ma anche funzionale alla successiva implementazione numerica;

- la possibilità di pervenire alla determinazione delle costanti del materiale mediante prove di laboratorio convenzionali, con procedure di determinazione diretta, per quanto possibile;
- la capacità di riprodurre il comportamento di terreni sciolti o addensati mediante un unico insieme di costanti del materiale (*i.e.*, tali da includere l'indice dei vuoti nell'insieme delle variabili di stato);
- la possibilità di riprodurre condizioni di stato critico per deformazioni distorsionali estreme;
- la capacità di descrivere per quanto possibile correttamente - sia dal punto di vista qualitativo, sia quantitativo - il decadimento della rigidità a taglio e l'aumento dell'energia dissipata per isteresi al crescere del livello di deformazione distorsionale;
- la capacità di riprodurre correttamente - sia dal punto di vista qualitativo, sia quantitativo - i fenomeni di liquefazione statica e dinamica dovuti allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali positive in processi di deformazione non drenati o parzialmente drenati.

Alla luce di tali considerazioni, nel presente lavoro è stato adottato il modello costitutivo sviluppato da Andrianopoulos *et al.* (2010), e successivamente implementato nel codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Andrianopoulos *et al.*, 2009).

5.3.1 Modello con superficie di stato limite (*Bounding Surface*)

Il modello costitutivo sviluppato da Andrianopoulos *et al.* (2010) si basa sul modello originariamente proposto da Papadimitriou *et al.* (2001) e Papadimitriou e Bouckovalas (2002), particolarmente adatto a riprodurre il comportamento ciclico di terreni granulari in corrispondenza di piccole, medie e grandi deformazioni cicliche e per diversi valori dello stato tensionale e della densità iniziali, adottando un unico valore per le costanti del modello.

Gli ingredienti principali dei due modelli, derivati in parte dal modello plastico a due superfici proposto da Manzari e Dafalias (1997), sono: (a) la presenza di tre superfici, definite nello spazio delle tensioni (di stato limite, di stato critico, e di transizione di fase) e la reciproca dipendenza attraverso il parametro ψ di Been e Jefferies (1985), definito in Figura 5.3; (b) l'incrudimento cinematico; (c) una formulazione non lineare di tipo isteretico per i moduli "elastici", che definisce la degradazione del modulo di rigidità a taglio e l'incremento dello smorzamento per piccole e medie deformazioni cicliche; (d) un moltiplicatore scalare per il modulo plastico, che descrive a livello macroscopico gli effetti dell'evoluzione della tessitura (*fabric*) della sabbia nel corso del processo di deformazione ciclica. La principale differenza tra i due modelli, invece, consiste nel fatto che, mentre nel modello di Papadimitriou *et al.* (2001) è presente una quarta superficie di snervamento che

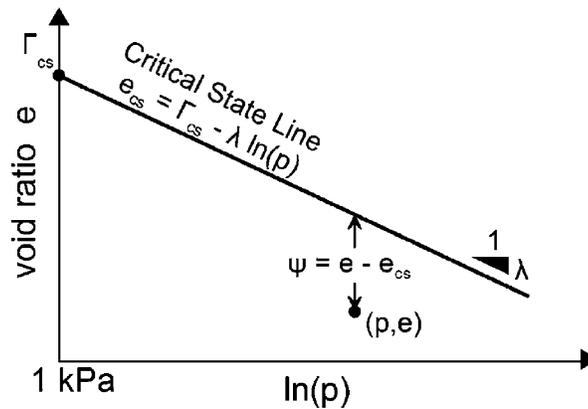


Figura 5.3: Definizione del parametro di stato ψ (Been e Jefferies, 1985) come distanza dello stato corrente (p, e) dalla linea di stato critico (CSL) nel piano $[e - \ln p]$ (da Andrianopoulos *et al.*, 2009)

separa il comportamento in campo “elastico” da quello in campo plastico, tale superficie è ridotta a un punto (dominio elastico nullo) nel modello di Andrianopoulos *et al.* (2010), al fine di semplificarne l’implementazione in FLAC.

Superfici del modello

Nel modello costitutivo sviluppato da Andrianopoulos *et al.* (2010) sono presenti tre superfici coniche con il vertice nell’origine dello spazio delle tensioni: la superficie di stato critico, in corrispondenza della quale si hanno deformazioni deviatoriche a tensioni costanti e senza variazioni di volume; la superficie di stato limite, cui corrisponde il picco del deviatore delle tensioni; e la superficie di dilatanza, o di transizione di fase, in corrispondenza della quale si ha un cambio di segno delle deformazioni volumetriche plastiche durante il processo di carico. La forma delle tre superfici nel piano triassiale $[q, p]$ è mostrata nella Figura 5.4a, dove $q = \sigma_a - \sigma_r$ è il deviatore e $p = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$ è la pressione media efficace. In condizioni di compressione triassiale, le tre superfici sono unicamente definite dai valori dell’obliquità q/p in corrispondenza della transizione di fase (M_c^d), del picco (M_c^b) e dello stato critico (M_c^c), collegati tra loro dal parametro di stato ψ secondo le relazioni:

$$M_c^b = M_c^c + k_c^b \langle -\psi \rangle \quad (5.12)$$

$$M_c^d = M_c^c + k_c^d \psi \quad (5.13)$$

$$\psi = e - e_{cs} = e - \Gamma_{cs} + \lambda \ln(p) \quad (5.14)$$

dove $\langle \rangle$ sono le parentesi di Macauley, per le quali $\langle x \rangle = 0.5(|x| + x)$ per ogni variabile x , mentre k_c^b , k_c^d , M_c^c , Γ_{cs} e λ sono costanti del modello, di cui le ultime tre associate alla posizione della superficie di stato critico nello spazio $[e - p - q]$, e le prime due associate all’evoluzione delle superfici di stato e di dilatanza rispetto alla superficie di stato critico (costante), in funzione del parametro di stato ψ (per $\psi < 0$ il materiale esibisce un

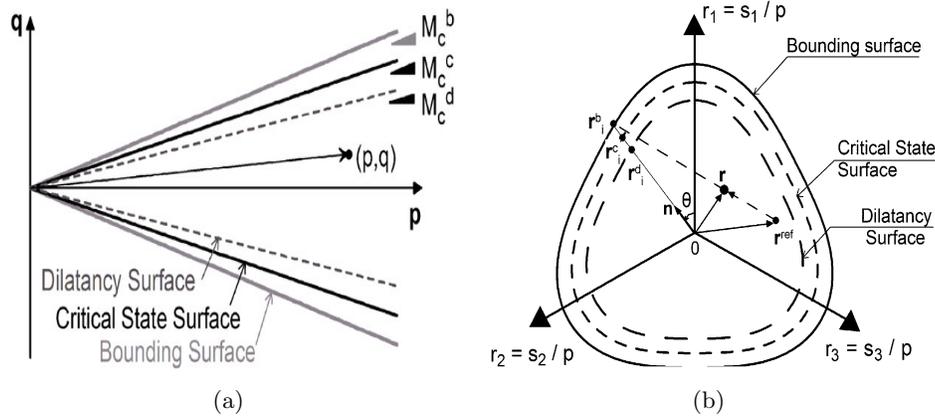


Figura 5.4: Superfici del modello di Andrianopoulos *et al.* (2010): (a) nel piano $[q, p]$ e (b) nel piano deviatorico definito in termini del tensore di obliquità (da Andrianopoulos *et al.*, 2009)

comportamento dilatante, per $\psi > 0$ si ha un comportamento contraente, mentre $\psi = 0$ corrisponde alla condizione di stato critico). L'estensione delle tre superfici a condizioni di carico multiassiali è mostrata graficamente nella Figura 5.4b, che riporta la forma di tali superfici nel piano deviatorico (ortogonale all'asse idrostatico), definito in termini del tensore di obliquità $\mathbf{r} = \mathbf{s}/p$, dove $\mathbf{s} = \boldsymbol{\sigma} - p\mathbf{I}$ è il tensore deviatorico delle tensioni, $\boldsymbol{\sigma}$ è il tensore degli sforzi efficaci e \mathbf{I} è il tensore identità. Le tre superfici dipendono dall'angolo di Lode, θ , secondo la relazione:

$$M_{\theta}^{c,b,d} = g(\theta, c) M_c^{c,b,d} \quad (5.15)$$

dove $M_{\theta}^{c,b,d}$ definisce l'apertura delle tre superfici lungo la direzione individuata dall'angolo di Lode, in funzione dell'apertura in condizioni di compressione triassiale $M_c^{c,b,d}$ e della costante c , definita dal rapporto tra la pendenza della superficie di stato critico in estensione M_c^e e in compressione triassiale M_c^c , ossia $c = M_c^e/M_c^c$. La funzione $g(\theta, c)$ è definita dall'equazione

$$g(\theta, c) = \frac{2c}{\frac{1+c}{2} - \frac{1-c}{2} \cos(3\theta)} - \left[\frac{1+c}{2} + \frac{1-c}{2} \cos(3\theta) \right] \quad (5.16)$$

dove l'angolo di Lode è definito in termini del tensore obliquità coniugato \mathbf{r}_i^b , ossia la proiezione del tensore obliquità sulla superficie di stato limite (Fig. 5.4b), attraverso

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (5.17)$$

dove J_2 e J_3 sono rispettivamente il secondo e il terzo invariante del tensore \mathbf{r}_i^b . La procedura per determinare il tensore \mathbf{r}_i^b (*mapping rule*) è definita nel seguito.

Formulazione elasto-plastica

La forma generale dell'equazione costitutiva del modello di Andrianopoulos *et al.* (2010) è quella classica dell'elasto-plasticità, ossia prevede una decomposizione del tensore incremento di deformazione $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ in una componente “elastica”, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$, e una plastica, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$. Tuttavia, è necessario osservare che il termine “elastico” non è del tutto appropriato. Infatti, poichè nel modello non è definita alcuna superficie di snervamento e, quindi, non è presente alcun dominio elastico, le deformazioni accumulate dal materiale sono sempre irreversibili. In particolare, l'incremento di deformazione “elastica” è definito come

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\varepsilon}_v^e \mathbf{I} = \frac{\dot{\boldsymbol{s}}}{2G_t} + \frac{\dot{p}}{K_t} \mathbf{I} \quad (5.18)$$

dove $\dot{\varepsilon}_v^e$ e $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$ sono rispettivamente gli incrementi della deformazione “elastica” volumetrica e deviatorica, \dot{p} e $\dot{\boldsymbol{s}}$ sono gli incrementi della pressione media efficace e del tensore deviatorico degli sforzi efficaci, mentre K_t e G_t sono i moduli “elastici” non lineari volumetrico e di taglio. L'incremento di deformazione plastica, invece, è definito come

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p + \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{3} \mathbf{I} = \langle \Lambda \rangle \mathbf{R} \quad (5.19)$$

dove $\dot{\varepsilon}_v^p$ e $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$ sono rispettivamente gli incrementi della deformazione plastica volumetrica e deviatorica, Λ è il moltiplicatore plastico e \mathbf{R} è la direzione dell'incremento di deformazione plastica. Seguendo la formulazione classica delle equazioni dell'elasto-plasticità, il moltiplicatore plastico è definito come

$$\Lambda = \frac{\mathbf{L} : \dot{\boldsymbol{\sigma}}}{K_p} \quad (5.20)$$

dove \mathbf{L} è la direzione di carico, $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ è l'incremento del tensore di sforzo e K_p è il modulo plastico. La direzione di carico \mathbf{L} e la direzione dell'incremento di deformazione plastica \mathbf{R} sono definite come

$$\mathbf{L} = \mathbf{n} - \frac{\mathbf{n} : \mathbf{r}}{3} \mathbf{I} = \mathbf{n} - \frac{V}{3} \mathbf{I} \quad (5.21)$$

$$\mathbf{R} = \mathbf{n} + \frac{D}{3} \mathbf{I} \quad (5.22)$$

dove D è la funzione di dilatanza e \mathbf{n} è il tensore di obliquità unitario ($\mathbf{n} : \mathbf{n} = 1$ e $\text{tr}(\mathbf{n}) = 0$), che definisce, nel piano deviatorico, sia la direzione di carico \mathbf{L} , sia la direzione dell'incremento di deformazione plastica \mathbf{R} . Ricordando che $\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \dot{\boldsymbol{s}} + \dot{p} \mathbf{I}$, le equazioni (5.18), (5.19) e (5.22) possono essere riscritte in termini degli incrementi delle deformazioni volumetriche, $\dot{\varepsilon}_v$, e distorsionali, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$, totali, ossia

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = 2G_t \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} + K_t \dot{\varepsilon}_v \mathbf{I} - \langle \Lambda \rangle (2G_t \mathbf{n} + K_t D \mathbf{I}) \quad (5.23)$$

L'equazione (5.23) fornisce l'incremento del tensore degli sforzi efficaci, $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$, associato ad un dato incremento della deformazione totale $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$. Infine, dalle equazioni (5.20) e (5.23), il moltiplicatore plastico può essere espresso come

$$\Lambda = \frac{2G_t \mathbf{n} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - V K_t \dot{\varepsilon}_v}{K_p + 2G_t - V K_t D} \quad (5.24)$$

Per individuare la direzione di carico \mathbf{L} e la direzione dell'incremento di deformazione plastica \mathbf{R} nel piano deviatorico, è necessario definire il tensore unitario \mathbf{n} . Andrianopoulos *et al.* (2010) lo definiscono in funzione della direzione del tensore di obliquità coniugato \mathbf{r}_i^b , ossia la proiezione del tensore obliquità sulla superficie di stato limite, secondo la relazione

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{r}_i^b}{\sqrt{\mathbf{r}_i^b : \mathbf{r}_i^b}} \quad (5.25)$$

La procedura per la determinazione di \mathbf{r}_i^b , mostrata graficamente nella Figura 5.4b, presuppone la definizione di un centro di proiezione, \mathbf{r}^{ref} , definito come il tensore di obliquità in corrispondenza del quale si è verificata l'ultima inversione nel percorso di deformazione (il criterio individuato per stabilire tale inversione è descritto nel seguito). Il punto \mathbf{r}_i^b è quindi individuato dall'intersezione tra la superficie di stato limite e la retta passante per \mathbf{r} lungo la direzione $\mathbf{r} - \mathbf{r}^{ref}$. Noto \mathbf{r}_i^b , è quindi possibile definire anche \mathbf{r}_i^d e \mathbf{r}_i^c , ossia i punti coniugati sulle superfici di dilatanza e di stato critico, in quanto i tre punti coniugati sulle tre superfici corrispondono allo stesso angolo di Lode. Analiticamente, i tensori coniugati di obliquità sono definiti dalla relazione

$$\mathbf{r}_i^{b,c,d} = \sqrt{\frac{2}{3}} M_\theta^{b,c,d} \mathbf{n} \quad (5.26)$$

I punti coniugati consentono di definire la distanza dello stato tensionale corrente dalle rispettive superfici. In particolare, le distanze scalari $d^{b,d}$ dalle superfici di stato limite e di dilatanza sono definite, nel piano deviatorico lungo la direzione di \mathbf{n} , come:

$$d^{b,d} = (\mathbf{r}_i^{b,d} - \mathbf{r}) : \mathbf{n} \quad (5.27)$$

È necessario osservare che le distanze $d^{b,d}$ possono assumere valori sia negativi sia positivi, a seconda che \mathbf{r} sia all'interno o all'esterno della rispettiva superficie. Inoltre, è possibile definire i massimi valori correnti che possono essere assunti da $d^{b,d}$, ossia $d_{\max}^{b,d}$, come

$$d_{\max}^{b,d} = \sqrt{\frac{2}{3}} (M_\theta^{b,d} + M_{\theta+\pi}^{b,d}) \quad (5.28)$$

Moduli “elastici” non lineari

Il modello costitutivo prevede un decadimento non lineare del modulo “elastico” tangente di taglio, G_t , a partire dal suo massimo valore, G_0 , corrispondente all’ultima inversione di carico ($\mathbf{r} = \mathbf{r}^{ref}$), secondo la relazione:

$$G_t = \frac{G_0}{T} = \frac{1}{T} \cdot \frac{B p_a}{0.3 + 0.7 e^2} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} \quad (5.29)$$

$$T = 1 + 2 \left(\frac{1}{a_1} - 1 \right) \left(\frac{\sqrt{1/2(\mathbf{r} - \mathbf{r}^{ref}) : (\mathbf{r} - \mathbf{r}^{ref})}}{2 a_1 \left(\frac{G_0^{ref}}{p^{ref}} \right) \gamma_1} \right) \quad (5.30)$$

dove B , a_1 e γ_1 sono costanti del modello, $p_a = 98.1 \text{ kPa}$ è la pressione atmosferica e T è una variabile scalare che definisce il decadimento del modulo di taglio in funzione della distanza, calcolata nel piano deviatorico espresso in termini del tensore di obliquità, dello stato corrente (\mathbf{r}) dall’ultima inversione di carico (\mathbf{r}^{ref}). Come si può osservare dall’equazione (5.29), il modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, G_0 , è definito secondo la relazione di Hardin (1978).

Introducendo il coefficiente di Poisson ν come un’altra costante del modello, è possibile definire il modulo di rigidezza volumetrico tangente K_t in funzione di G_t , secondo la relazione derivata dall’elasticità in condizioni isotrope, come

$$K_t = \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} G_t \quad (5.31)$$

I due moduli elastici tangenti definiti dalle equazioni (5.29), (5.30) e (5.31) governano il decadimento del modulo di rigidezza a taglio e l’incremento dello smorzamento isteretico in corrispondenza di piccole e medie deformazioni cicliche distorsionali.

Modulo plastico e dilatanza

La risposta del modello costitutivo a grandi valori della deformazione è governata dal modulo plastico K_p e dalla dilatanza D (vedi equazioni (5.23) e (5.24)). Il modulo plastico è definito secondo l’equazione

$$K_p = p h_b h_f d^b \quad (5.32)$$

dove h_b e h_f sono funzioni adimensionali positive. Il segno di K_p è quindi controllato dal segno della distanza d^b dalla superficie di stato limite; in particolare se d^b assume valori negativi (stato tensionale al di fuori della superficie di stato limite), anche K_p è negativo, simulando quindi il comportamento rammollente che i terreni dilatanti esibiscono dopo il picco. La funzione h_b è definita come

$$h_b = h_0 \frac{|d^b|^3}{\langle d \max^b - |d^b| \rangle} \quad (5.33)$$

dove h_0 è una costante del modello, mentre le distanze d^b e $d \max^b$ sono definite rispettivamente secondo le equazioni (5.27) e (5.28).

La funzione h_f descrive, a livello macroscopico, gli effetti dell'evoluzione della tessitura (*fabric*) della sabbia nel corso del processo di deformazione ciclica. In particolare, essendo un moltiplicatore del modulo plastico, h_f esprime gli effetti che l'evoluzione della tessitura esercita sul processo di accumulo di deformazioni plastiche. h_f è definita in funzione di un tensore $\mathbf{F} = \mathbf{f} + (f_v/3)\mathbf{I}$ (tensore di tessitura), attraverso la relazione

$$h_f = \frac{1 + \langle \mathbf{F} : \mathbf{I} \rangle^2}{1 + \langle \mathbf{F} : \mathbf{n} \rangle} = \frac{1 + \langle f_v \rangle^2}{1 + \langle \mathbf{f} : \mathbf{n} \rangle} \quad (5.34)$$

dove \mathbf{f} e f_v , pari rispettivamente alla componente deviatorica e alla traccia di \mathbf{F} , evolvono secondo le equazioni

$$\dot{f}_v = N \dot{\varepsilon}_v^p \quad (5.35)$$

$$\dot{\mathbf{f}} = -N \langle -\dot{\varepsilon}_v^p \rangle [F_m \mathbf{n} + \mathbf{f}] \quad (5.36)$$

Le quantità F_m e N sono infine definite da

$$F_m = 4 \max |f_v|^2 \quad (5.37)$$

$$N = N_0 \left(\frac{p_a}{\sigma_{1_0}} \right) \langle -\psi_0 \rangle \quad (5.38)$$

dove N_0 è una costante del modello, mentre ψ_0 e σ_{1_0} corrispondono ai valori del parametro di stato e della tensione principale massima all'inizio del ciclo di carico, ed esprimono il fatto che l'evoluzione della tessitura dipende dalle condizioni iniziali. La struttura delle equazioni (5.34-5.38) riflette le osservazioni sperimentali fatte su terreni granulari sottoposti a sollecitazioni deviatoriche cicliche in condizioni drenate e non drenate (Ishihara *et al.*, 1975; Ladd *et al.*, 1977; Oda *et al.*, 1985): per effetto del riorientamento delle superfici di contatto tra i grani, cicli successivi a deformazioni relativamente piccole determinano un progressivo irrigidimento della risposta del terreno, mentre il comportamento esibito diventa progressivamente più deformabile per percorsi di scarico che avvengono al di sopra della linea di trasformazione di fase (Ishihara *et al.*, 1975). Nel modello costitutivo, f_v evolve durante l'intera storia di carico in funzione delle deformazione plastiche volumetriche accumulate dal terreno, mentre \mathbf{f} varia solo per incrementi di deformazione volumetrica plastica negativi, ossia quando il terreno esibisce un comportamento dilatante. In particolare, per percorsi di carico al di sotto della linea di trasformazione di fase ($\dot{\varepsilon}_v^p > 0$) il numeratore nell'equazione (5.34) aumenta, mentre il denominatore è sempre pari a 1, e quindi il modulo plastico K_p aumenta e il comportamento esibito dal terreno è più rigido. Al contrario, per percorsi di carico al di sopra della linea di trasformazione di fase ($\dot{\varepsilon}_v^p < 0$), si ha ($\dot{f}_v < 0$), mentre \mathbf{f} inizia ad aumentare, ma in verso opposto a \mathbf{n} . Di conseguenza il numeratore nell'equazione (5.34) diminuisce, ma il denominatore è sempre pari a 1 poiché

$\langle \mathbf{f} : \mathbf{n} \rangle = 0$. Solo per un'inversione di carico al di sopra della linea di trasformazione di fase il denominatore dell'equazione (5.34) diventa > 1 e il modulo plastico K_p inizia a ridursi significativamente. Un'analisi più dettagliata del comportamento appena descritto è fornita da Papadimitriou e Bouckovalas (2001).

Infine, la funzione di dilatanza D è definita come

$$D = A_0 d^d \left(2 - \sqrt{\frac{\langle d^d \rangle}{d_{\max}^d}} \right) \quad (5.39)$$

dove A_0 è una costante del modello. Poichè la dilatanza D non è associata al parametro volumetrico V che definisce la direzione di carico (vedi equazioni (5.21) e (5.22)), la legge di flusso adottata nel modello è non associata. Inoltre, poichè il segno di D dipende esclusivamente dal segno della distanza d^d dalla superficie di dilatanza, gli incrementi delle deformazioni volumetriche plastiche sono negativi (comportamento dilatante) solo quando lo stato tensionale è al di sopra della superficie di dilatanza.

Inversione di carico

L'inversione nel percorso di deformazione è individuato, nel modello, dal cambio di segno del moltiplicatore plastico Λ . In corrispondenza di un'inversione di carico, i valori di \mathbf{r}^{ref} , p^{ref} e G_0^{ref} sono automaticamente aggiornati. L'aggiornamento di \mathbf{r}^{ref} determina una nuova definizione del punto \mathbf{r}_i^b sulla superficie di stato limite e, quindi, del tensore \mathbf{n} che definisce gli incrementi di deformazione plastica. Dopo l'aggiornamento di \mathbf{r}^{ref} , si ha quindi un cambio di direzione del tensore \mathbf{n} nel piano deviatorico, e il moltiplicatore plastico assume nuovamente valori non negativi.

5.3.2 Taratura del modello costitutivo

La taratura del modello costitutivo sviluppato da Andrianopoulos *et al.* (2010), per la Leighton Buzzard Sand 100/70 utilizzata nella sperimentazione fisica in centrifuga, è stata condotta a partire dalle prove di laboratorio realizzate da Visone (2008). La sperimentazione in laboratorio ha previsto la realizzazione di 16 prove su provini ricostituiti a diversi valori della densità relativa D_R e dell'indice dei vuoti e (Tab. 5.1). In particolare, sono state effettuate 6 prove triassiali standard, di cui 2 di compressione in condizioni non drenate (TX-CU), 2 di estensione in condizioni non drenate (TX-EU) e due di compressione in condizioni drenate (TX-CD); 3 prove triassiali drenate di compressione a p' costante (TX-CDp); 4 prove di colonna risonante (RC); e 3 prove di taglio torsionale ciclico (TS).

Il modello costitutivo è caratterizzato da 13 costanti, elencate nella Tabella 5.2.

Le costanti M_c^c e M_e^c definiscono la pendenza della superficie di stato critico nel piano $[q : p']$ degli invarianti di tensione, e sono state ricavate a partire dalle prove triassiali di compressione ed estensione, in condizioni sia drenate sia non drenate. La Figura 5.5a

Tabella 5.1: Base di dati sperimentali utilizzata per la taratura del modello costitutivo di Andrianopoulos *et al.* (2010)

Prova	Tipo prova	p'_0 [kPa]	D_R iniziale [%]	e_0
LBS02	TX-CU	200	29	-
LBS03	TX-CU	400	31	-
LBS05	TX-EU	200	28	-
LBS06	TX-EU	400	30	-
LBS07	TX-CD	100	81	-
LBS08	TX-CD	200	70	-
LBS13	TX-CDp	100	76	-
LBS14	TX-CDp	200	77	-
LBS15	TX-CDp	400	81	-
LBSand02	RC	30-400	-	0.782
LBSand03	RC	30-100	-	0.825
LBSand04	RC	40-200	-	0.804
LBSand06	RC	50-400	-	0.728
LBSand03	TS	100	-	0.821
LBSand04	TS	200	-	0.797
LBSand06	TS	400	-	0.714

mostra i dati sperimentali relativi agli stati finali di rottura e i valori delle costanti del modello, ottenuti dalla loro interpolazione; in particolare si ha $M_c^c = 1.346$ e $M_e^c = 0.867$.

Le costanti λ e e_{csa} (indice dei vuoti in condizioni di stato critico, per $p' = p_a$) individuano la posizione della superficie di stato critico nel piano $[e : \ln p']$, e sono state ricavate a partire dalla elaborazione delle prove triassiali drenate (Fig. 5.5b). In particolare, sono stati ottenuti i seguenti valori: $\Gamma = 0.993$ e $\lambda = 0.037$, cui corrisponde $e_{csa} = 0.825$.

Le costanti k_c^b e k_c^d , che definiscono la dipendenza delle superfici di stato limite e di dilatanza dal parametro di stato ψ , sono state ricavate a partire dalle prove triassiali drenate (TX-CD e TX-CDp), riportando i valori dell'obliquità η in corrispondenza del picco e della transizione di fase (dilatanza nulla) in funzione dei corrispondenti valori del parametro di stato ψ (Fig. 5.5c,d). In particolare, sono stati ottenuti i seguenti valori: $k_c^b = 3.457$ e $k_c^d = 1.041$. In linea di principio, la costante k_c^d può essere dedotta dall'elaborazione degli stati che individuano la transizione contraente-dilatante nel corso di prove TX-CU su provini densi. Tuttavia, il valore di k_c^d ricavato dall'elaborazione delle prove triassiali non drenate LBS02 e LBS03 è negativo (Fig. 5.5d), probabilmente a causa di un'errata valutazione dell'indice dei vuoti iniziale. Nell'eseguire la taratura del modello, quindi, si è considerato il valore di k_c^d ricavato a partire dalle sole prove triassiali drenate.

Le costanti B e ν definiscono la rigidità del materiale a piccole deformazioni. In particolare, la costante B definisce il valore massimo del modulo di rigidità a taglio, G_0 secondo l'equazione (5.29). Essa è stata determinata dai risultati delle prove di colonna risonante eseguite a diversi valori della pressione media efficace (Fig. 5.5e,f); in particolare, dall'interpolazione dei dati sperimentali si ottiene $B = 800$. Tuttavia, come osservano

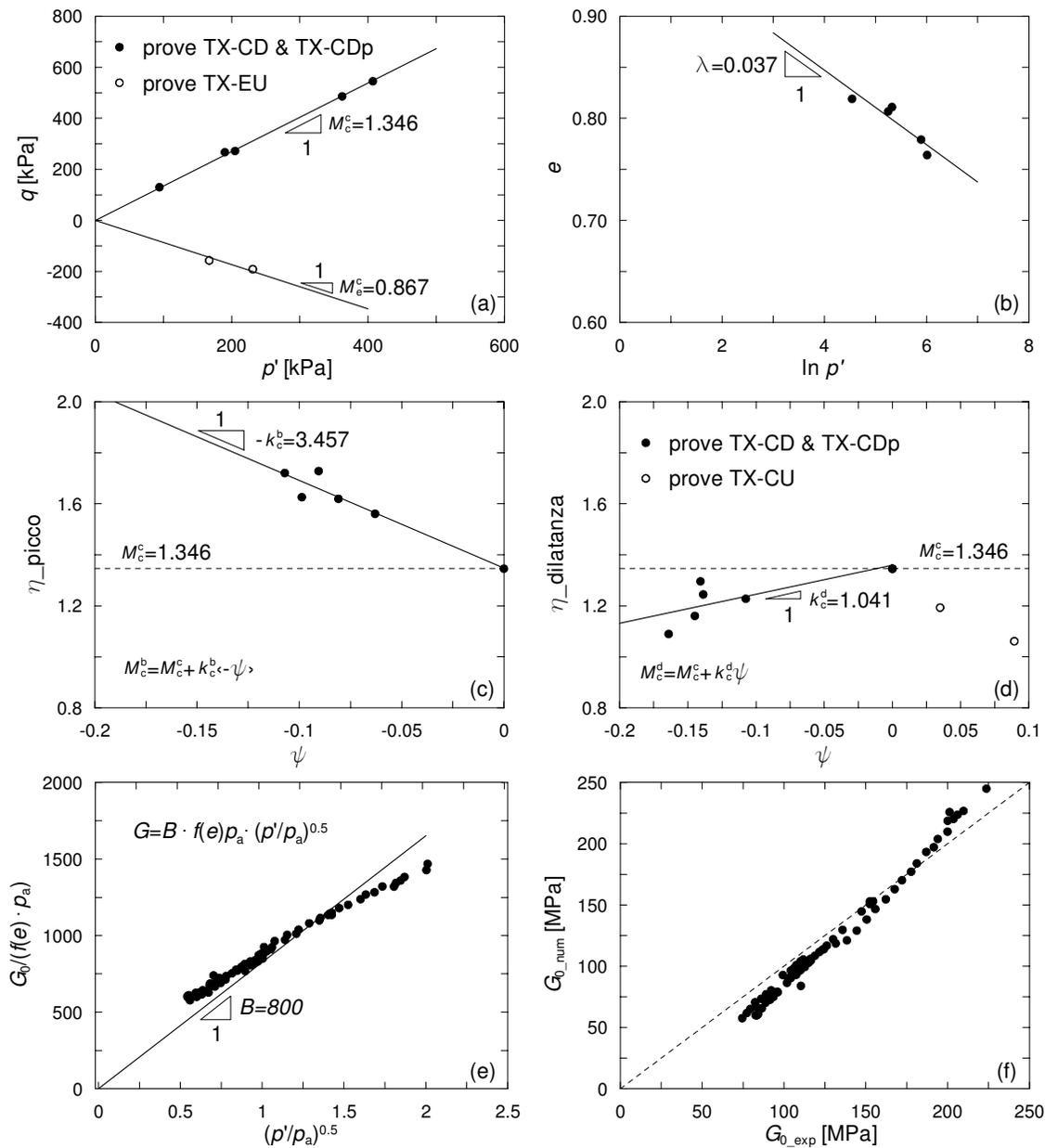


Figura 5.5: Taratura del modello costitutivo, a partire dai dati sperimentali delle prove di laboratorio eseguite da Visone (2008): determinazione delle costanti (a) M_e^c e M_e^c ; (b) λ ; (c) k_c^b ; (d) k_c^d ; (e) B . (f) Confronto tra i valori del modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, G_0 , previsti dal modello e misurati.

Tabella 5.2: Costanti del modello costitutivo di Andrianopoulos *et al.* (2010) e valori adottati nelle analisi numeriche

Parametro	Descrizione	Valore assunto
e_{cs_a}	posizione CSL	0.825
λ	posizione CSL	0.037
M_c^c	resistenza a stato critico in TXC	1.346
M_e^c	resistenza a stato critico in TXE	0.867
k_c^b	coeff. per la superficie di stato limite (picco)	3.457
k_c^d	coeff. per la superficie di dilatanza	1.041
B	costante del modulo di taglio	800
a_1	decadimento del modulo di taglio	0.5 [0.75]
γ_1	decadimento del modulo di taglio	0.00025
ν	coeff. di Poisson	0.3
A_0	costante di dilatanza	1
h_0	costante del modulo plastico	50000
N_0	costante dell'indice di tessitura (<i>fabric</i>)	30000

Papadimitriou *et al.* (2001), i valori di B , determinati a partire dalle misure di G_0 a piccole deformazioni, sono generalmente troppo elevati per un'accurata modellazione della risposta del materiale lungo percorsi di carico monotoni. Nella simulazione numerica delle prove in centrifuga, quindi, è stato adottato un valore di B pari a 600 per la fase di accelerazione statica dei modelli, durante la quale l'accelerazione centrifuga è incrementata fino al valore in corrispondenza del quale è eseguita la prova (ossia 40 g per le paratie vincolate e 80 g per quelle a sbalzo). Tale valore è stato determinato a partire dalla simulazione numerica di alcune delle prove triassiali mostrate nella Tabella 5.1 (Fig. 5.7 e 5.8). In assenza di misure dirette, il coefficiente di Poisson, ν , è stato assunto pari a 0.3.

Le costanti a_1 e γ_1 , che definiscono la curva di decadimento del modulo di rigidezza a taglio, sono state ricavate a partire dalla curva di decadimento sperimentale ottenuta dai risultati delle prove RC e TS e delle prove in centrifuga (Fig. 5.6). Andrianopoulos *et al.* (2010) e Papadimitriou *et al.* (2001) suggeriscono di assumere γ_1 pari al valore della soglia volumetrica γ_{cv} , oltre la quale il comportamento esibito dal materiale dipende dal numero di cicli della sollecitazione applicata. Poichè, per le sabbie, Vucetic (1994) individua un intervallo di valori per γ_{cv} compreso tra 0.0065 % e 0.025 %, si è scelto $\gamma_1 = 0.00025$. a_1 corrisponde al valore del rapporto G/G_0 in corrispondenza di $\gamma = \gamma_{cv}$. Nella taratura del modello sono stati considerati due diversi valori per a_1 , rispettivamente pari a 0.75 e 0.5: in particolare $a_1 = 0.75$ fornisce una buona interpolazione dei dati sperimentali disponibili, mentre la curva di decadimento ottenuta per $a_1 = 0.5$ è in buon accordo con quella riportata da Vucetic (1994). In Figura 5.6b sono inoltre mostrati i valori dello smorzamento previsti dal modello in funzione del livello di deformazione applicato.

Le costanti A_0 , h_0 e N_0 , infine, sono state ricavate per iterazione, durante la simulazione numerica delle prove triassiali drenate (LBS07 e LBS08) e non drenate (LBS02 e LBS03).

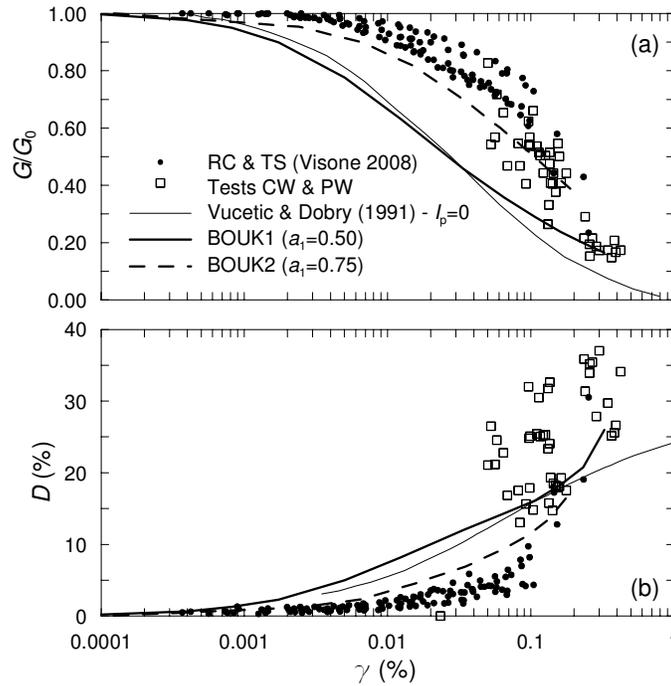


Figura 5.6: Taratura del modello costitutivo: (a) curva di decadimento del modulo di rigidezza a taglio in funzione della deformazione distorsionale e (b) corrispondenti valori del fattore di smorzamento, previsti dal modello per due diversi valori della costante a_1 . Confronto con i dati sperimentali relativi alla sabbia Leighton Buzzard e con la curva di Vucetic ($I_p = 0$)

Valori tipici sono comunemente forniti da Andrianopoulos *et al.*, secondo cui A_0 è generalmente compreso tra $0.5 \div 1.5$, h_0 è compreso tra $3000 \div 100000$ e, infine, N_0 è compreso tra $30000 \div 80000$.

Le Figure 5.7 e 5.8 mostrano il confronto tra i dati sperimentali relativi alle prove triassiali drenate (LBS07 e LBS08) e non drenate (LBS02 e LBS03), e i risultati delle simulazioni numeriche realizzate adottando, per le costanti del modello, i valori mostrati nella Tabella 5.2. Nella prova LBS07 il provino è stato consolidato ad una pressione di cella di 100 kPa, e l'indice dei vuoti prima dell'applicazione del deviatore è pari a 0.667 (Tab. 5.1), mentre nella prova LBS08 la pressione di consolidazione è pari a 200 kPa e l'indice dei vuoti al termine della consolidazione è pari a 0.678. Nelle due prove TX-CU, invece, la pressione di consolidazione è rispettivamente pari a 200 kPa nella prova LBS02 e 400 kPa nella prova LBS03. Come precedentemente osservato, i valori dell'indice dei vuoti misurati al termine della fase di consolidazione (Visone, 2008), pari rispettivamente a 0.895 in LBS02 e 0.820 in LBS03, non sembrano plausibili. Nelle analisi numeriche sono stati quindi adottati dei valori diversi per l'indice dei vuoti, pari rispettivamente a 0.755 in LBS02 e 0.745 in LBS03. Nella simulazione numerica delle quattro prove triassiali è stato adottato un valore di B pari a 600, come precedentemente specificato, e si è assunto $a_1 = 0.5$.

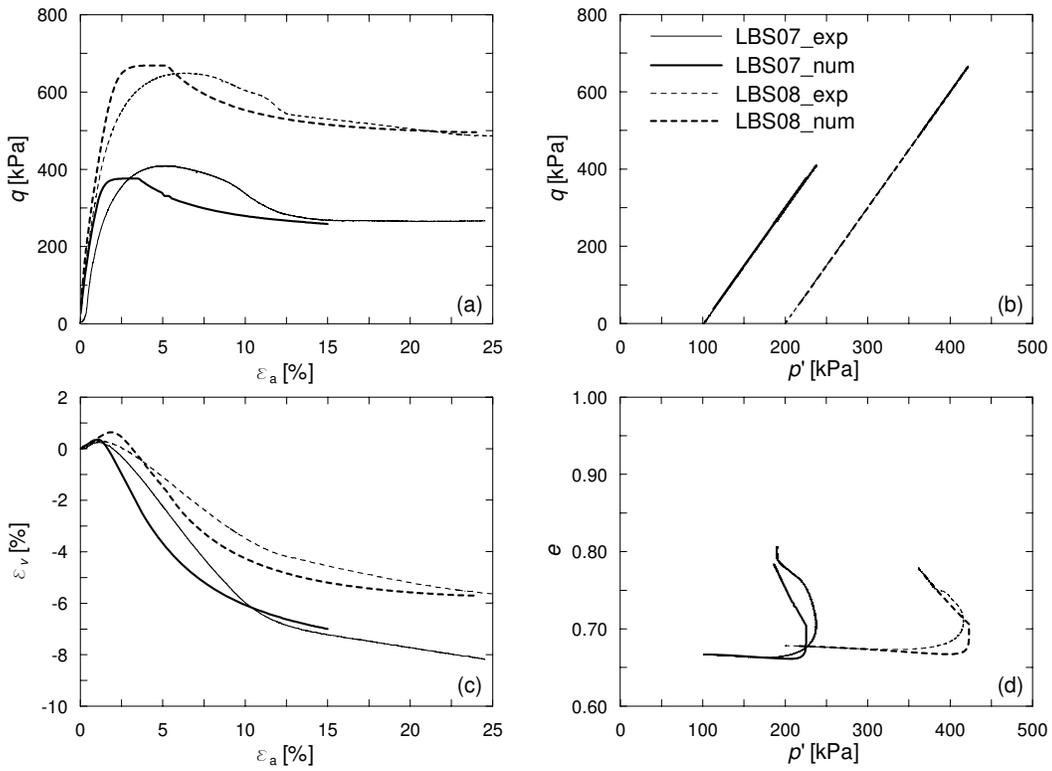


Figura 5.7: Simulazione numerica di due prove TX-CD, eseguite a due diversi valori della pressione di consolidazione del provino: $p' = 100$ kPa (LBS07) e $p' = 200$ kPa (LBS08)

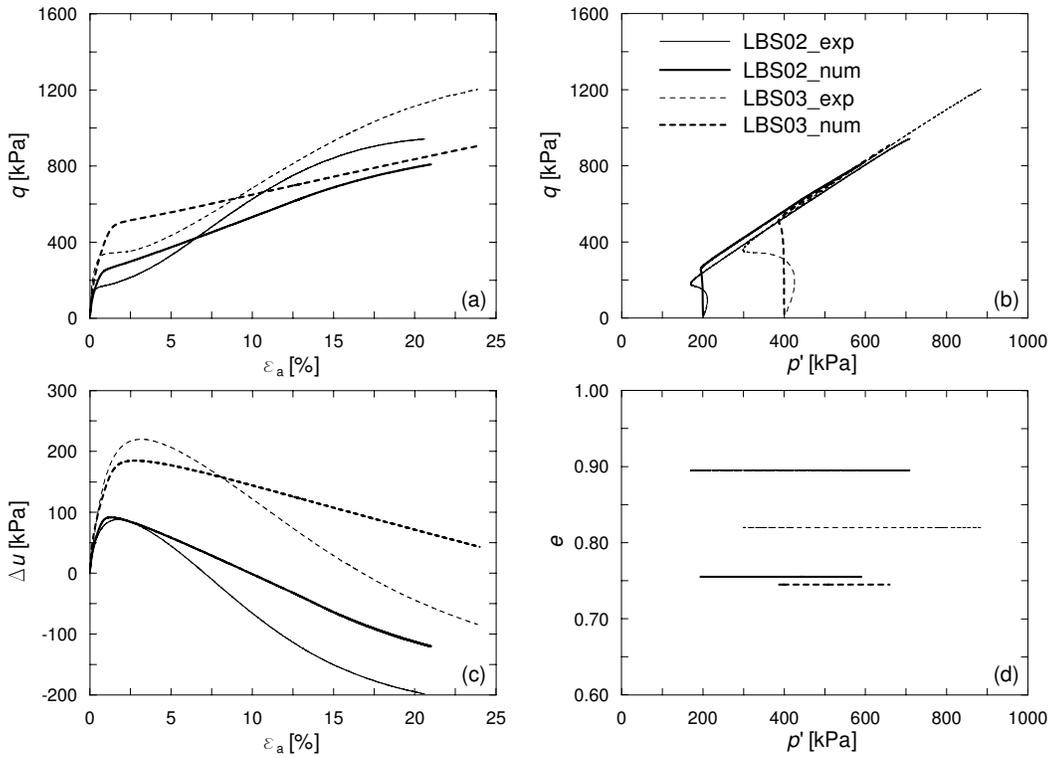


Figura 5.8: Simulazione numerica di due prove TX-CU, eseguite a due diversi valori della pressione di consolidazione del provino: $p' = 200$ kPa (LBS02) e $p' = 400$ kPa (LBS03)

5.3.3 Validazione del modello costitutivo: colonna monodimensionale

La capacità del modello costitutivo adottato di riprodurre il comportamento del terreno in condizioni dinamiche e i fenomeni di amplificazione sismica osservati nelle prove in centrifuga è verificata, in una prima analisi, attraverso la simulazione numerica del comportamento di una colonna monodimensionale di terreno, sottoposta alle stesse sollecitazioni dinamiche misurate in centrifuga. Questa procedura consente di riprodurre il comportamento del terreno in condizioni di campo libero e, quindi, al fine di verificare l'attendibilità dei risultati numerici, le accelerazioni calcolate possono essere confrontate con quelle misurate nei modelli fisici lungo la verticale posta lontano dallo scavo (accelerometri A4, A5, A6).

La Figura 5.9 mostra la griglia computazionale adottata; per una maggiore chiarezza, le dimensioni sono riportate sia alla scala del modello, in corrispondenza della quale sono state realizzate le simulazioni numeriche, sia alla scala del prototipo. Alla scala del modello, l'altezza della colonna monodimensionale è pari a 400 mm nella simulazione delle prove realizzate a 40 g (PW), e a 200 mm per quelle a 80 g (CW), e corrisponde, quindi, all'altezza dello strato di sabbia nei modelli fisici. La larghezza della colonna è sempre pari a 10 mm; le dimensioni, maggiore e minore, degli elementi sono rispettivamente pari a 50 mm e 20 mm nelle prove a 40 g, e a 25 mm e 10 mm nelle prove a 80 g.

In accordo con l'equazione (5.9), le dimensioni degli elementi sono compatibili con il contenuto in frequenza delle accelerazioni misurate in centrifuga e applicate nei modelli numerici (f_{\max} pari a 6 Hz per i modelli su paratie a sbalzo e 12 Hz per quelli su paratie vincolate). Inoltre, il valore adottato per l'intervallo temporale di calcolo Δt , secondo l'equazione (5.8), è pari a $2.5 \cdot 10^{-7}$ s per le prove a 80 g e $5 \cdot 10^{-7}$ s per quelle a 40 g.

La simulazione numerica delle fasi dinamiche è preceduta da una fase iniziale statica durante la quale è definito lo stato tensionale all'interno della colonna; questa fase è necessaria poichè il comportamento del modello di Andrianopoulos *et al.* (2010) dipende dallo stato tensionale efficace. Durante la fase statica, gli spostamenti dei nodi alla base della colonna sono vincolati in entrambe le direzioni, mentre i nodi lungo i due contorni laterali sono bloccati lungo la direzione orizzontale. Inoltre, per definire lo stato tensionale geostatico iniziale, il coefficiente di spinta a riposo è imposto pari a $K_0 = 1 - \sin \phi_{cr}$. L'accelerazione gravitazionale applicata in questa fase è pari rispettivamente a 80 g per le prove CW e a 40 g per le prove PW, mentre non viene simulata la procedura di accelerazione statica durante la quale è incrementata l'accelerazione centrifuga nei modelli fisici.

Dopo l'inizializzazione dello stato tensionale geostatico all'interno della colonna monodimensionale, sono rimossi sia i vincoli imposti alla base della griglia, sia quelli applicati lungo i contorni laterali. I nodi situati alla stessa quota lungo i lati della griglia sono vincolati in modo da avere gli stessi spostamenti; ai due nodi posti in corrispondenza del contorno inferiore, invece, in direzione orizzontale sono applicate le storie temporali delle

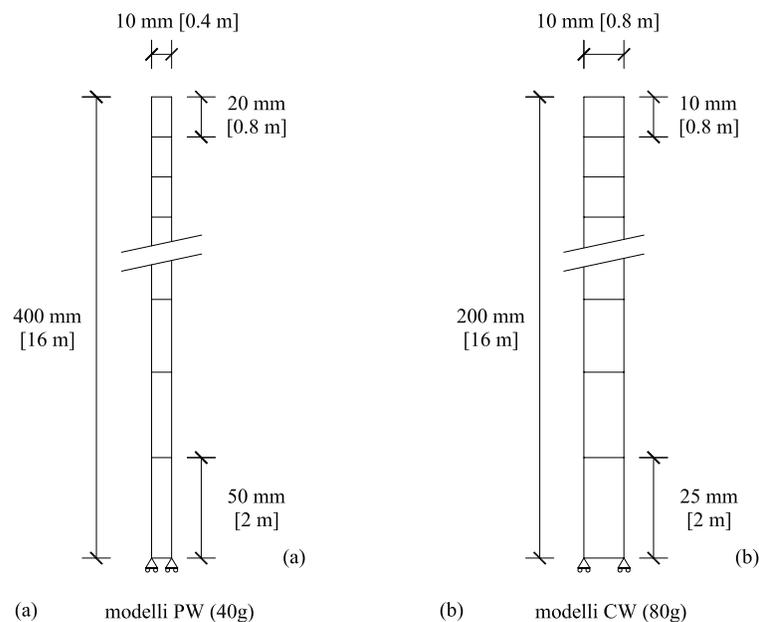


Figura 5.9: Colonna monodimensionale per la simulazione delle condizioni di campo libero nelle prove sui modelli di: (a) paratie vincolate (PW) e (b) paratie a sbalzo (CW)

accelerazioni misurate in centrifuga alla base dei modelli (accelerometro A1), mentre la componente di velocità in direzione verticale è imposta pari a 0. I segnali accelerometrici (A1) misurati durante i cinque eventi sismici sono stati preventivamente corretti mediante correzione di *baseline* prima di essere applicati nelle simulazioni numeriche.

Sebbene lo smorzamento di tipo isteretico associato alla non linearità dei modelli costitutivi sia sufficiente a riprodurre il comportamento dissipativo del terreno in condizioni dinamiche, per bassi livelli di deformazione, per i quali lo smorzamento isteretico è generalmente molto piccolo, è possibile introdurre uno smorzamento aggiuntivo di tipo viscoso (Ghosh e Madabhushi, 2003). Nelle analisi realizzate è stato adottato uno smorzamento alla Rayleigh, al fine di eliminare il rumore presente alle alte frequenze nelle accelerazioni calcolate, generato durante il processo di integrazione numerica. Il minimo valore del fattore di smorzamento, ξ_{\min} , è stato assunto pari al 5%, mentre la frequenza corrispondente, f_{\min} , coincide con la frequenza nominale dei segnali di ingresso (A1) applicati alla base dei modelli numerici. Uno studio parametrico iniziale ha mostrato che la scelta adottata consente di eliminare le componenti presenti alle alte frequenze nei segnali delle accelerazioni, ma non influisce sul fenomeno studiato.

Analisi dei risultati

La capacità del modello costitutivo di Andrianopoulos *et al.* (2010) di riprodurre il comportamento del terreno in condizioni dinamiche è stata verificata applicando alla base della colonna monodimensionale le storie temporali delle accelerazioni misurate in centri-

fuga durante i cinque eventi sismici delle prove CW6 su paratie a sbalzo (eseguita a 80 g) e PW2 su paratie vincolate (eseguita a 40 g).

I risultati delle analisi numeriche sono di seguito analizzati in termini delle accelerazioni calcolate in corrispondenza dei nodi posti a 20 mm dalla superficie della colonna, ossia alla stessa quota dell'accelerometro A6 nei modelli fisici. In particolare, i risultati mostrati consentono di verificare la risposta del modello in relazione ai parametri adottati per la curva di decadimento del modulo di rigidezza a taglio in funzione della deformazione mobilitata. Come specificato nel Paragrafo 5.3.2, sono stati considerati due diversi valori per la costante a_1 che definisce la curva $G(\gamma)$ (Fig. 5.6), rispettivamente pari a 0.5 (BOUK1) e 0.75 (BOUK2).

La Figura 5.10 mostra le storie temporali e gli spettri di Fourier delle ampiezze delle accelerazioni (A6) calcolate nella prova CW6, durante gli eventi sismici EQ1 (Fig. 5.10a e b) e EQ4 (Fig. 5.10c e d). Le storie temporali delle accelerazioni sono riferite all'intervallo temporale compreso tra 10s e 14s. L'accelerazione massima misurata dall'accelerometro A1 è pari rispettivamente a 0.06 g nel terremoto EQ1 e 0.17 g nel terremoto EQ4. Per quanto riguarda il terremoto EQ1, non vi sono differenze significative nella risposta esibita dai due modelli, BOUK1 e BOUK2; inoltre, le accelerazioni calcolate coincidono con buona approssimazione con quelle misurate in centrifuga. Durante la simulazione dell'evento EQ4, invece, l'accelerazione prevista dal modello BOUK1 è in buon accordo con i dati sperimentali, mentre quella calcolata dal modello BOUK2 mostra piccole oscillazioni, chiaramente associate alle alte frequenze presenti nel segnale. Questo è chiaramente evidente dallo spettro di Fourier delle ampiezze (Fig. 5.10d), dove si osserva che, per frequenze comprese tra 3.5 Hz e 4.5 Hz, il segnale calcolato con il modello BOUK2 è caratterizzato da componenti significative, non presenti nelle accelerazioni calcolate con il modello BOUK1 e misurate in centrifuga.

Analoghe considerazioni possono essere fatte sulla base dei risultati delle simulazioni numeriche della prova PW2 eseguita a 40 g. La Figura 5.11 mostra le storie temporali e gli spettri di Fourier delle ampiezze delle accelerazioni (A6) calcolate durante gli eventi sismici EQ1 (Fig. 5.11a e b) e EQ3 (Fig. 5.11c e d). Le storie temporali delle accelerazioni sono riferite all'intervallo compreso tra 5s e 7s. L'accelerazione massima misurata dall'accelerometro A1 è pari rispettivamente a 0.21 g nel terremoto EQ1 e 0.36 g nel terremoto EQ3. In entrambi i casi, le accelerazioni previste dal modello BOUK1 sono in buon accordo con quelle misurate in centrifuga, mentre quelle calcolate adottando il modello BOUK2 mostrano oscillazioni poco realistiche, associate alle frequenze elevate presenti nei segnali.

Il differente comportamento osservato tra i due modelli è dovuto al fatto che, per valori relativamente elevati della sollecitazione dinamica applicata (il terremoto EQ4 nella prova CW6 e i terremoti EQ1 e EQ3 nella prova PW2), il modulo di rigidezza a taglio previsto da BOUK2 è troppo elevato. Per questo modello, quindi, la legge di decadimento di G in funzione del livello di deformazione non sembra corrispondere a quella esibita

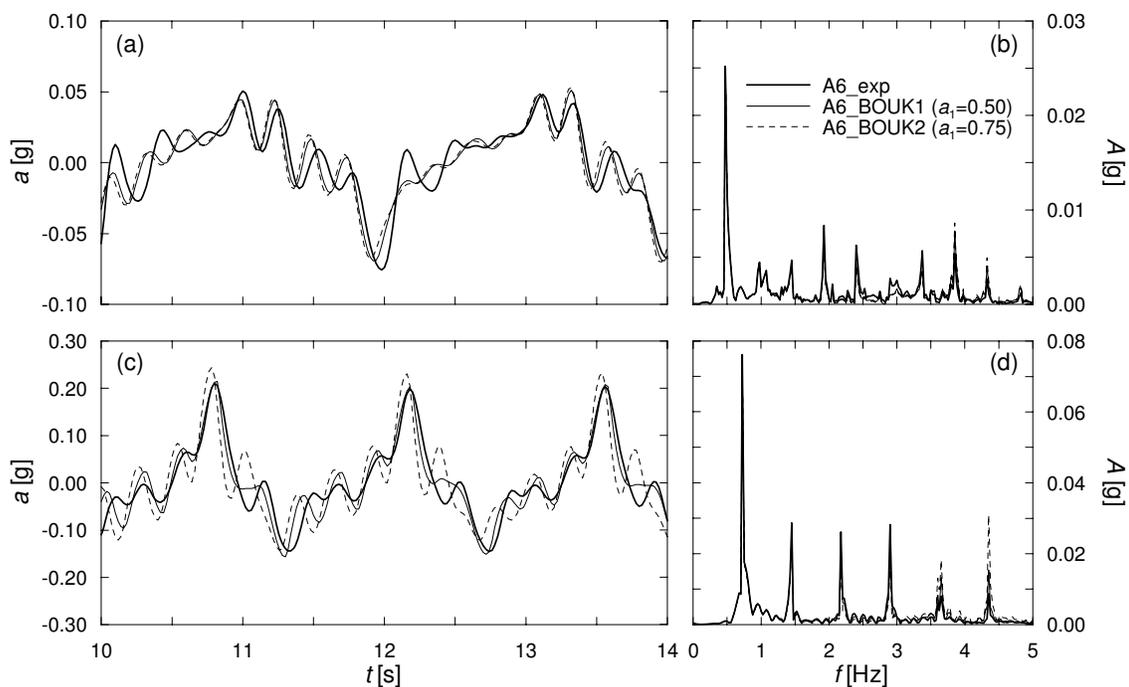


Figura 5.10: Analisi di colonna monodimensionale, modello con *bounding surface*. Storie temporali e spettri di Fourier delle ampiezze delle accelerazioni calcolate in prossimità della superficie (A6) nella prova CW6: (a,b) terremoto EQ1 e (c,d) terremoto EQ4

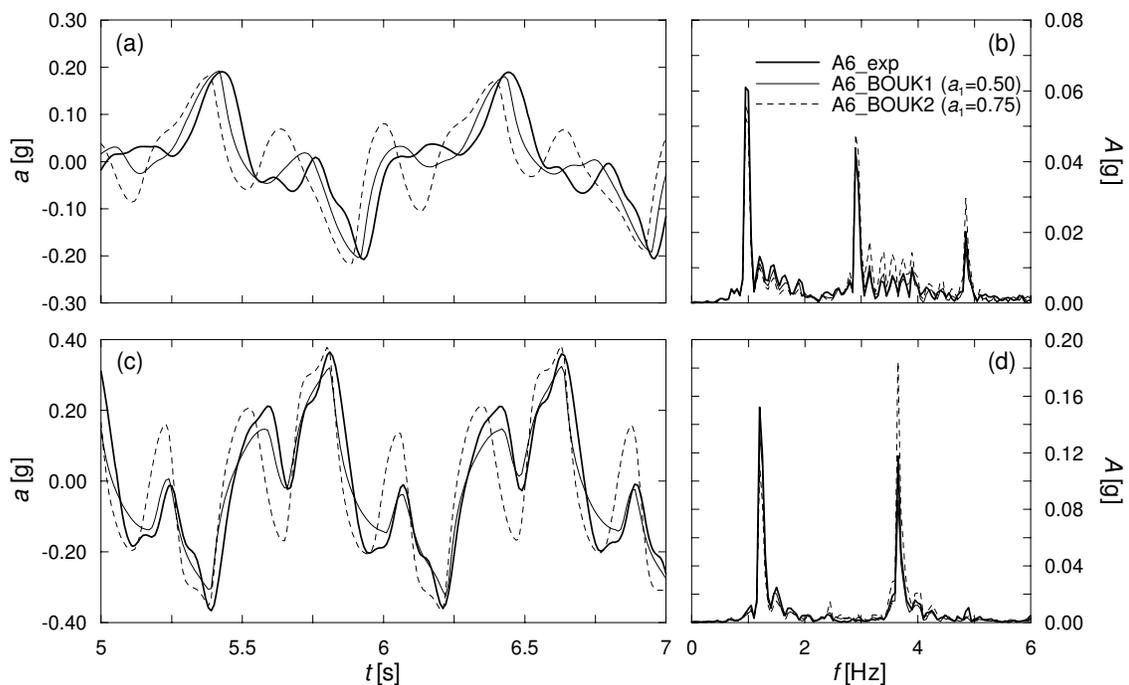


Figura 5.11: Analisi di colonna monodimensionale, modello con *bounding surface*. Storie temporali e spettri di Fourier delle ampiezze delle accelerazioni calcolate in prossimità della superficie (A6) nella prova PW2: (a,b) terremoto EQ1 e (c,d) terremoto EQ3

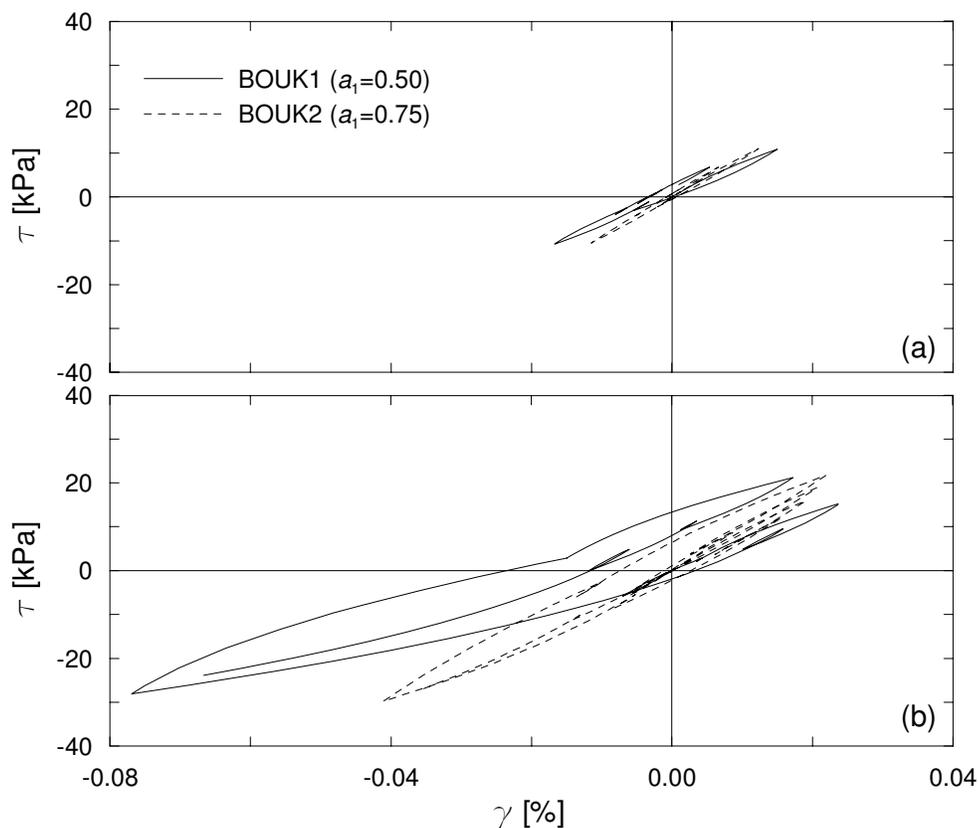


Figura 5.12: Analisi di colonna monodimensionale. Cicli $\tau - \gamma$ calcolati alla profondità $z = 9.2$ m dal piano campagna durante la prova CW6: (a) terremoto EQ1; (b) terremoto EQ4

dalla sabbia nelle prove in centrifuga. La Figura 5.12 mostra i cicli $\tau - \gamma$ calcolati alla profondità $z = 9.2$ m, durante la simulazione numerica dei due eventi EQ1 e EQ4 della prova CW6, in riferimento all'intervallo temporale compreso tra 0 s e 8 s. Già durante il terremoto EQ1 (Fig. 5.12a), per il quale le massime sollecitazioni tangenziali calcolate sono circa pari a 12 kPa, il comportamento esibito dal modello BOUK1 è più deformabile di quello previsto da BOUK2, ma, come già mostrato nella Figura 5.10a, non si hanno differenze significative tra i due modelli. Al contrario, durante il terremoto EQ4 (Fig. 5.12b), per il quale le massime sollecitazioni tangenziali calcolate sono circa pari a 30 kPa, il decadimento del modulo di rigidezza previsto dal modello BOUK1 è decisamente più rapido e, di conseguenza, le deformazioni indotte nell'elemento sono molto maggiori.

Dal confronto tra i risultati delle analisi numeriche di colonna monodimensionale e i dati sperimentali, appare evidente che il migliore accordo con il comportamento osservato nei modelli fisici in centrifuga, in termini di accelerazioni misurate nello strato di sabbia, è fornito dal modello BOUK1, per il quale la costante a_1 è stata determinata sulla base della curva di decadimento fornita da Vucetic (1992). Al contrario BOUK2, sebbene sia stato tarato sulla base dei dati sperimentali forniti da Visone (2008) per la sabbia Leighton Buzzard usata nelle prove in centrifuga, non riesce a riprodurre correttamente il fenomeno di propagazione delle ane all'interno dello strato di sabbia. In particolare, l'eccessiva

amplificazione delle alte frequenze sembra associata al fatto che i valori del modulo di rigidezza a taglio G , previsti dal modello, sono troppo elevati e che, quindi, BOUK2 non riesce a cogliere correttamente il decadimento del modulo di rigidezza con la deformazione mobilitata: per valori di γ compresi tra 0.01 % e 0.1 % il decadimento di G è più rapido rispetto a quello previsto dal modello.

Una possibile spiegazione di quanto osservato è data dal fatto che i dati sperimentali forniti da Visone (2008) sono stati ricavati sulla base di prove RC e TS eseguite a valori della pressione media efficace compresi tra 100 kPa e 400 kPa, mentre la pressione media efficace agente all'interno dei modelli è al massimo pari a circa 150 kPa alla base dello strato di sabbia. Questo implica che, mediamente, gli stati tensionali agenti nel banco di sabbia sono più bassi rispetto a quelli considerati nelle prove di laboratorio. Ishihara (1996) riporta i dati sperimentali relativi a prove RC e TS eseguite su provini di sabbia di Toyoura, per valori della pressione media efficace, p' , compresi tra 20 kPa e 300 kPa (Fig. 5.13). Le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio dipendono in modo significativo dalla pressione media efficace e , in particolare, per valori di γ compresi tra 0.01 % e 0.1 % il decadimento di G è più rapido per piccoli valori di p' (Fig. 5.13a). Al contrario, il fattore di smorzamento D aumenta al diminuire di p' (Fig. 5.13b).

In analogia a quanto osservato per la sabbia di Toyoura, quindi, è possibile che anche la sabbia Leighton Buzzard sia caratterizzata da una significativa dipendenza della curva di decadimento dalla tensione media efficace e che, effettivamente, il decadimento di G in corrispondenza dei bassi stati tensionali presenti nei modelli, soprattutto in prossimità della superficie (accelerometro A6), sia più rapido rispetto a quello osservato da Visone (2008). Questo spiegherebbe, quindi, perchè i risultati numerici ottenuti con il modello BOUK1 sono in migliore accordo con le accelerazioni misurate in centrifuga, rispetto a quelli ottenuti con il modello BOUK2 tarato sui dati di Visone (2008). È necessario osservare, inoltre, che i valori di G e D ricavati dall'elaborazione delle prove in centrifuga (Fig. 5.6) sono relativi alla profondità media dello strato di sabbia, in corrispondenza della quale la tensione media efficace è pari a circa 80 kPa (vedi Paragrafo 4.4.3); in accordo con quanto osservato, quindi, è lecito supporre che nelle zone più superficiali dello strato il decadimento di G sia più rapido rispetto a quello calcolato.

La Figura 5.14 mostra, per il solo modello BOUK1, le storie temporali e gli spettri di Fourier delle ampiezze delle accelerazioni (A6), calcolate nella prova PW2 durante l'evento sismico EQ4. Le storie temporali delle accelerazioni sono riferite all'intervallo compreso tra 5 s e 7 s e l'accelerazione massima misurata dall'accelerometro A1 è pari a 0.35 g. Contrariamente a quanto osservato nelle simulazioni numeriche degli altri eventi dinamici, in questo caso il modello BOUK1 non riesce a riprodurre i fenomeni di propagazione sismica all'interno dello strato di sabbia. In particolare, la differenza tra i risultati numerici (linea continua) e le misure sperimentali (linea in grassetto) è dovuta al fatto che il modello numerico non è in grado di riprodurre l'amplificazione che si osserva nel modello fisico in corrispondenza della frequenza nominale del segnale di ingresso, pari a 60 Hz alla scala

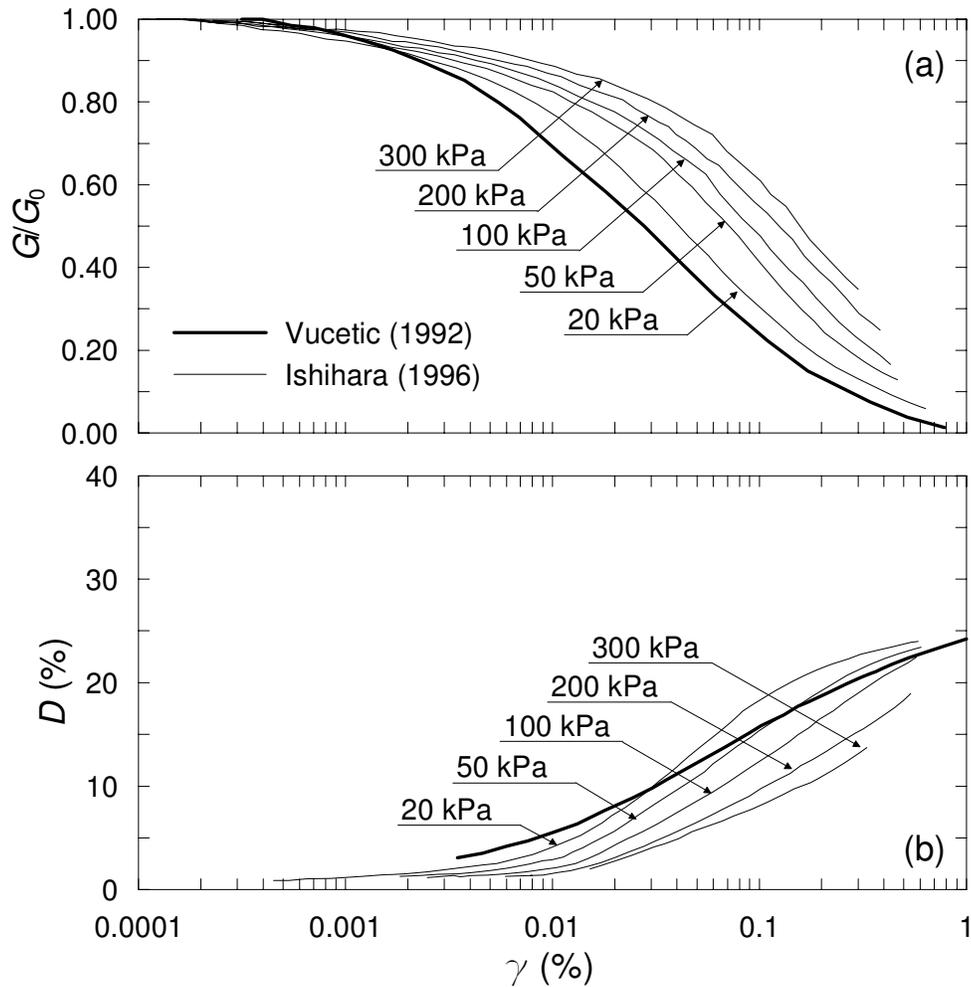


Figura 5.13: Sabbia di Toyoura: influenza della pressione media efficace p' sulla curva di decadimento del modulo di rigidità a taglio G e sulla variazione del fattore di smorzamento D in funzione delle deformazione mobilitata (Ishihara, 1996)

del modello e 1.5 Hz alla scala del prototipo (Fig. 5.14b). Ulteriori analisi parametriche hanno mostrato che il risultato ottenuto è indipendente sia dalla discretizzazione adottata per la *mesh* (numero di elementi della colonna monodimensionale pari a 16, 19 e 30), sia dall'intervallo temporale considerato per l'integrazione numerica (Δt pari a $5 \cdot 10^{-7}$ s e $5 \cdot 10^{-8}$ s).

La frequenza fondamentale di vibrazione del contenitore ESB all'interno del quale sono stati realizzati i modelli PW, calcolata nel Paragrafo 3.5.3, è compresa tra 80 Hz e 127 Hz (alla scala del modello); questi valori sono stati ricavati in assenza di smorzamento e, quindi, costituiscono un limite superiore per la frequenza fondamentale del contenitore. Poiché la frequenza nominale del terremoto EQ4 è pari a 60 Hz, ossia è prossima al valore effettivo della frequenza fondamentale di vibrazione del contenitore, è possibile che i fenomeni di amplificazione osservati all'interno del modello siano in parte dovuti all'interazione tra lo strato di sabbia e i bordi del contenitore. In questo caso, quindi, le analisi

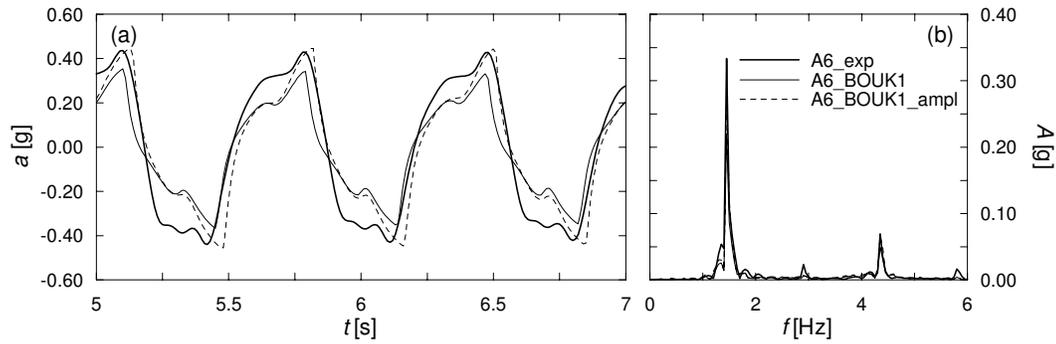


Figura 5.14: Analisi di colonna monodimensionale. Storie temporali (a) e spettri di Fourier delle ampiezze (b) delle accelerazioni calcolate in prossimità della superficie (A6) nella prova PW2, terremoto EQ4

numeriche di colonna monodimensionale non sono in grado di descrivere l'intero fenomeno fisico osservato, poichè le condizioni al contorno nel modello numerico non tengono conto della presenza del contenitore.

Per simulare correttamente gli eventi dinamici EQ4 (e EQ2) delle prove PW su paratie vincolate, quindi, è necessario che il modello numerico bidimensionale comprenda anche i bordi del contenitore. Una strategia alternativa consiste nell'applicare alla base dei modelli numerici delle accelerazioni amplificate rispetto a quelle effettivamente misurate in centrifuga (A1), in modo che la massima accelerazione calcolata in prossimità della superficie sia pari a quella misurata nel modello fisico (A6). A titolo di esempio, la Figura 5.14 mostra, per il terremoto EQ4 della prova PW2 (linea tratteggiata), i valori delle accelerazioni calcolate nell'analisi di colonna monodimensionale applicando alla base della *mesh* un'accelerazione pari a 1.3 volte quella misurata in centrifuga dall'accelerometro A1.

5.4 Geometria dei modelli

La simulazione numerica delle prove in centrifuga è stata effettuata mediante analisi bi-dimensionali, in condizioni di deformazione piana, realizzate alla scala del modello. Nelle analisi sono state modellate sia la fase iniziale di accelerazione statica, durante la quale l'accelerazione di gravità nei modelli è incrementata dal valore iniziale di $1g$ fino al valore finale di $80g$ per le prove CW e $40g$ per le prove PW, sia la successiva fase dinamica, durante la quale i 5 eventi sismici sono applicati alla base dei modelli.

5.4.1 Geometria del problema

La geometria considerata per i modelli numerici riproduce esattamente quella caratteristica dei modelli fisici realizzati.

La Figura 5.15 mostra la *mesh* adottata per la simulazione della prova PW2 su paratie vincolate, di larghezza pari a 675 mm, corrispondente alla larghezza del contenitore dinamico ESB usato per le prove realizzate a $40g$, e altezza pari a 400 mm, equivalente alla profondità dello strato di sabbia nei modelli fisici. La profondità e la larghezza dello

scavo sono rispettivamente pari a 140 mm e 150 mm, mentre l'altezza totale delle paratie è di 200 mm. Infine, sebbene nei modelli fisici l'asse del puntone sia collocato a circa 9 mm dalla sommità delle paratie, nel modello numerico l'elemento *beam* che simula il sistema di contrasto è posizionato a 18 mm dalla superficie del piano campagna. Alcune analisi parametriche iniziali, infatti, hanno mostrato che questa soluzione fornisce l'accordo migliore con i dati sperimentali relativi al momento flettente misurato nelle paratie in condizioni statiche: questo è probabilmente dovuto alle dimensioni delle cerniere cilindriche adottate nel modello fisico per connettere i due puntelli alle paratie. La mesh è costituita da un totale di 552 elementi (zone nella terminologia di FLAC), di altezza pari a 38.3 mm nella parte inferiore del dominio e 12.5 mm nella parte superiore, in corrispondenza delle paratie. La discretizzazione adottata per la *mesh*, valutata sulla base di uno studio parametrico preliminare, deriva dal compromesso tra la necessità di ridurre i tempi di calcolo relativi alle analisi numeriche, in particolare quelle realizzate con il modello di Andrianopoulos *et al.* (2010), e la possibilità di descrivere compiutamente il fenomeno di interazione tra il terreno e le paratie, in condizioni sia statiche sia dinamiche. Infatti, mentre i fenomeni di propagazione sismica in condizioni di campo libero sono sostanzialmente indipendenti dalla discretizzazione della *mesh*, purchè la dimensione degli elementi sia compatibile con la lunghezza d'onda della sollecitazione dinamica applicata, la capacità del modello di riprodurre la distribuzione dello stato tensionale in prossimità dello scavo, e in particolare la distribuzione delle tensioni di contatto tra le paratie e il terreno, dipende in modo cruciale dalla grado di discretizzazione della mesh nell'intorno dello scavo.

La Figura 5.16 mostra la *mesh* adottata per la simulazione della prova CW1 su paratie a sbalzo, di larghezza pari a 560 mm, corrispondente alla larghezza del contenitore dinamico ESB usato per le prove realizzate a 80 g, e altezza pari a 200 mm, equivalente alla profondità dello strato di sabbia nei modelli fisici. La profondità e la larghezza dello scavo sono rispettivamente pari a 50 mm e 75 mm, mentre l'altezza totale delle paratie è di 100 mm. La mesh è costituita da un totale di 448 elementi, di altezza pari a 22.2 mm nella parte inferiore del dominio e 10.0 mm nella parte superiore, in corrispondenza delle paratie. Uno studio parametrico iniziale ha mostrato che la discretizzazione adottata per la *mesh* fornisce una descrizione accurata del fenomeno di interazione tra il terreno e le paratie, in condizioni sia statiche sia dinamiche.

Il valore adottato per l'intervallo temporale di calcolo, Δt , è pari a $1 \cdot 10^{-7}$ s sia per le prove su paratie vincolate sia per quelle su paratie a sbalzo. Uno studio parametrico preliminare ha mostrato che, per valori di Δt inferiori a quello considerato nelle analisi numeriche, non si hanno variazioni significative nella soluzione ottenuta, sia in termini di accelerazioni nel terreno, sia in termini di sollecitazioni e spostamenti degli elementi strutturali.

Analogamente alla procedura adottata per le analisi numeriche di colonna monodimensionale (Paragrafo 5.3.3), anche nelle analisi bidimensionali è stato adottato uno smorzamento alla Rayleigh, al fine di eliminare il rumore presente alle alte frequenze nelle accele-

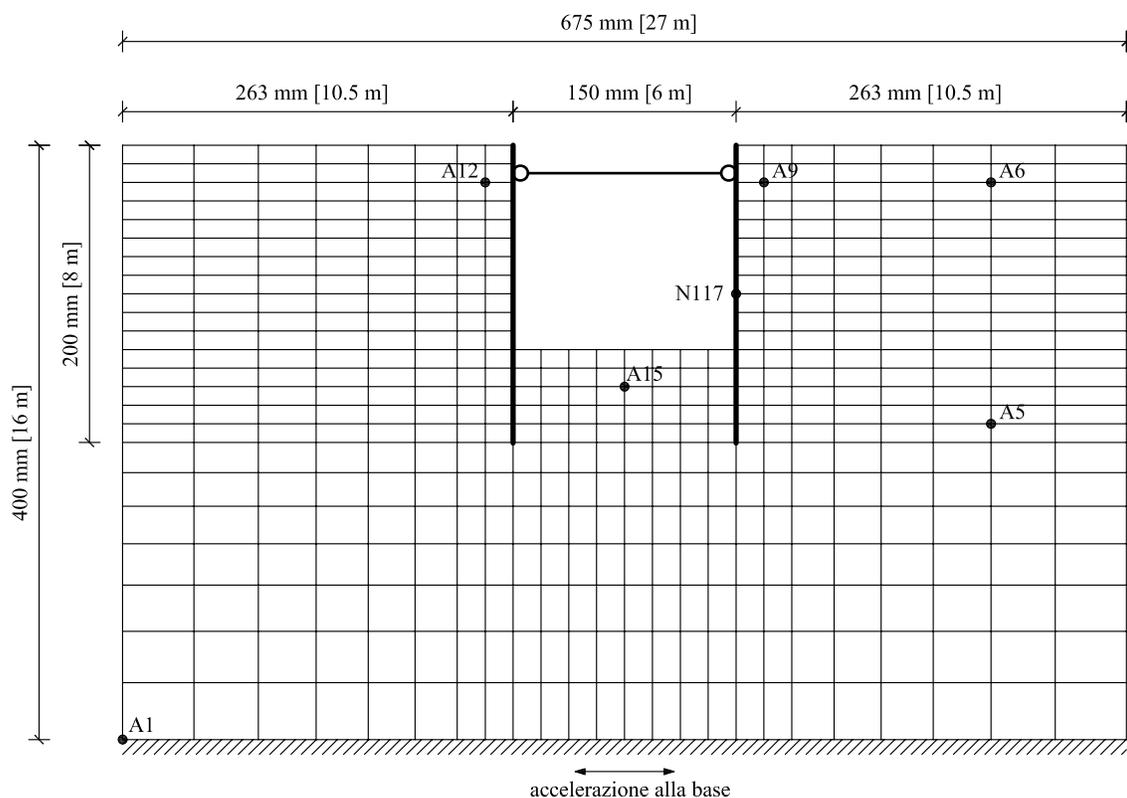


Figura 5.15: Griglia computazionale per la simulazione numerica alle differenze finite della prova PW2 su paratie vincolate. Scala del modello

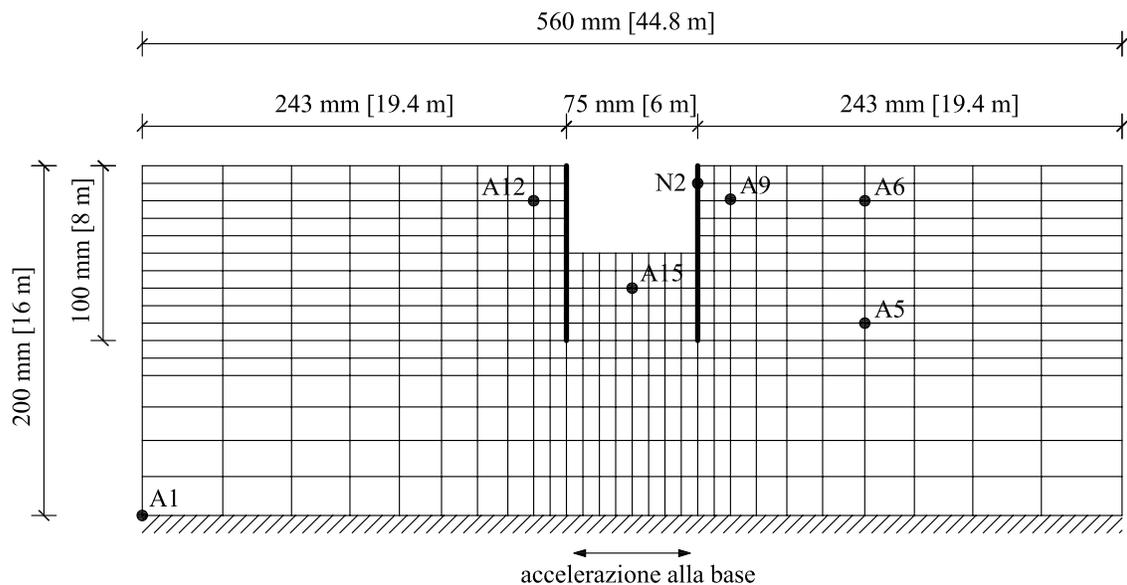


Figura 5.16: Griglia computazionale per la simulazione numerica alle differenze finite delle prove CW1 e CW2 su paratie a sbalzo. Scala del modello

razioni calcolate, generato durante il processo di integrazione numerica. Il minimo valore del fattore di smorzamento, ξ_{\min} , è stato assunto pari al 5%, mentre la frequenza corrispondente, f_{\min} , coincide con la frequenza nominale dei segnali di ingresso (A1) applicati alla base dei modelli numerici.

5.4.2 Elementi strutturali e interfacce

Le paratie e i puntelli sono stati modellati, nelle analisi numeriche, mediante elementi *beam*, in cui ciascun nodo è caratterizzato da tre gradi di libertà (*i.e.* due traslazioni e una rotazione). Il modello costitutivo utilizzato è un modello elastico lineare isotropo.

Poichè le analisi sono condotte in condizioni di deformazione piana, il modulo elastico E_{ps} delle paratie è stato calcolato in funzione del modulo di Young $E = 68.5 \text{ GPa}$ e del coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$, attraverso la relazione $E_{ps} = E/(1 - \nu^2)$. La Tabella 5.3 riporta i valori adottati per le grandezze geometriche (l'area della sezione trasversale a e il momento di inerzia I , definiti per unità di lunghezza), meccaniche (modulo elastico E) e fisiche (densità di massa ρ) degli elementi strutturali. Le grandezze sono riportate alla scala del modello.

Nei modelli numerici di paratie vincolate, la connessione tra gli elementi *beam* che rappresentano il puntello e le due paratie è realizzata mediante nodi *slave* che non consentono il trasferimento di momento. In questo modo, in corrispondenza dei nodi di intersezione, il puntone e le due paratie sono vincolati ad avere lo stesso spostamento nelle due direzioni, orizzontale e verticale, ma possono avere rotazioni differenti.

Gli elementi di contatto tra paratia e terreno sono costituiti da interfacce elastiche perfettamente plastiche con angolo di attrito $\delta_{int} = 12^\circ$, ricavato da Madabhushi e Zeng (2007) sulla base di prove sperimentali. Il valore adottato per le costanti elastiche dell'interfaccia, ossia i moduli di rigidezza in direzione normale (k_n) e tangenziale (k_s) alla superficie di contatto, è circa pari a dieci volte la rigidezza equivalente degli elementi di terreno più rigidi a contatto con l'interfaccia (Itasca, 2005), ossia:

$$k_n = k_s \simeq 10 \cdot \max \left[\frac{(K + 4/3G)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (5.40)$$

dove Δz_{\min} è la larghezza più piccola degli elementi adiacenti all'interfaccia, lungo la direzione normale alla superficie di contatto. In particolare per le due costanti elastiche si è assunto un valore pari a $2 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2/\text{m}$.

5.4.3 Condizioni iniziali: fase statica

La simulazione della fase dinamica è preceduta da una fase iniziale statica, nella quale l'accelerazione di gravità è incrementata dal valore iniziale di $1g$ fino al valore finale di $80g$ per le prove CW e $40g$ per le prove PW. In questa fase, gli spostamenti dei nodi alla

Tabella 5.3: Grandezze geometriche, meccaniche e fisiche per elementi strutturali (scala del modello)

Elementi	E kN/m ²	I m ⁴ /m	A m ² /m	ρ t/m ³
paratie CW	$7.53 \cdot 10^7$	$2.58 \cdot 10^{-9}$	$3.14 \cdot 10^{-3}$	2.752
paratie PW	$7.53 \cdot 10^7$	$1.80 \cdot 10^{-8}$	$6.00 \cdot 10^{-3}$	2.752
puntoni corti	$6.85 \cdot 10^7$	$1.27 \cdot 10^{-9}$	$3.54 \cdot 10^{-4}$	2.752
puntoni lunghi	$6.85 \cdot 10^7$	$3.89 \cdot 10^{-9}$	$4.24 \cdot 10^{-4}$	2.752

base della *mesh* sono vincolati sia in direzione orizzontale sia verticale, mentre i nodi in corrispondenza dei due contorni laterali sono bloccati lungo la direzione orizzontale.

In una fase iniziale, l'accelerazione gravitazionale nel modello è pari a $1g$ e gli elementi corrispondenti al volume di scavo non sono ancora rimossi; lo stato tensionale efficace geostatico è definito sulla base del coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 1 - \sin \phi_{cr}$, dove $\phi_{cr} = 32^\circ$ è l'angolo di attrito a stato critico della sabbia. Solo in un secondo momento sono rimossi contemporaneamente tutti gli elementi di terreno relativi al volume di scavo. L'inizializzazione dello stato tensionale geostatico e la successiva rimozione del volume di scavo, entrambe eseguite in corrispondenza di un'accelerazione gravitazionale pari a $1g$, simulano, con buona approssimazione, la fase di preparazione dei modelli eseguita in laboratorio.

Nella fase successiva, l'accelerazione di gravità nei modelli è incrementata fino al valore finale, in corrispondenza del quale sono applicati i cinque eventi sismici. In analogia a quanto avviene nelle prove in centrifuga, questo valore finale non è imposto in un unico passo di calcolo, ma è raggiunto gradualmente attraverso successivi incrementi dell'accelerazione verticale (Fig. 5.17); questa procedura, in ogni caso, è resa necessaria dalla non linearità del modello costitutivo adottato per il terreno. Il numero di passi in cui è suddivisa questa fase di calcolo è stato determinato sulla base di uno studio preliminare in modo da non influire sui risultati delle analisi; in particolare, questa fase comprende 40 passi di calcolo per i modelli di paratie vincolate (PW) e 80 per i modelli di paratie a sbalzo (CW), durante i quali l'incremento dell'accelerazione gravitazionale è pari a $1g$.

5.4.4 Condizioni al contorno per la fase dinamica

Al termine della fase statica sono rimossi sia i vincoli imposti alla base della *mesh*, sia quelli applicati lungo i contorni laterali, e sono applicate le condizioni al contorno relative alla simulazione numerica delle fasi dinamiche. Esse devono riprodurre le stesse condizioni che si hanno nelle prove in centrifuga, per effetto dei contenitori dinamici all'interno dei quali sono realizzati i modelli.

Sebbene Ilankatharan e Kutter (2008) abbiano osservato che la modellazione del contenitore nelle analisi bidimensionali conduce a una simulazione numerica più accurata delle prove in centrifuga, spesso si trascura la presenza del contenitore e si introducono con-

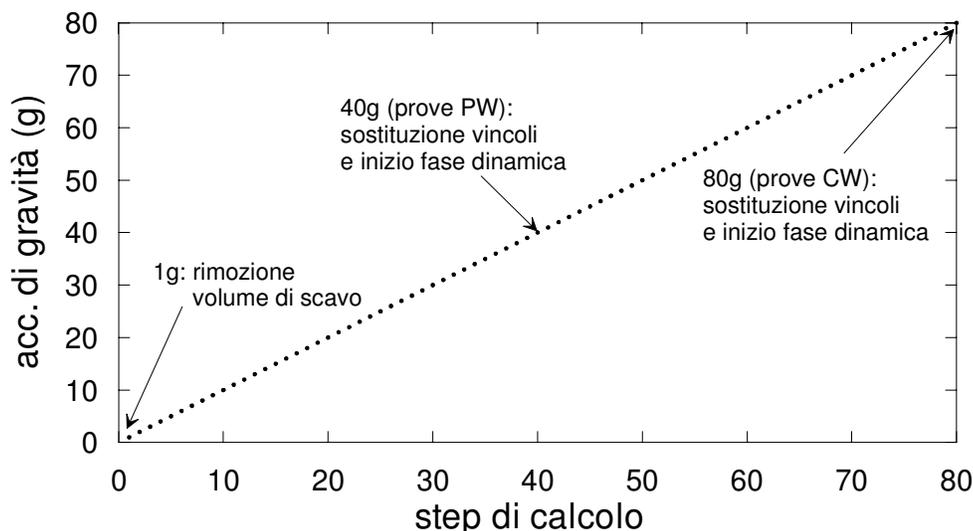


Figura 5.17: Simulazione numerica della fase di accelerazione statica dei modelli nelle prove a 40 g (paratie vincolate) e 80 g (paratie a sbalzo)

dizioni al contorno più semplici lungo i bordi del dominio numerico (Atik e Sitar, 2009). I contenitori ESB sono costituiti da telai di alluminio rettangolari connessi tra loro da strati di gomma, all'interno dei quali è depositato lo strato di sabbia (vedi Paragrafo 3.5.3). Per simulare correttamente le prove in centrifuga, quindi, è necessario modellare la presenza dei contorni del contenitore e imporre, come condizione di vincolo, che gli spostamenti del contorno destro e di quello sinistro siano uguali (Madabhushi e Zeng, 2007). Tuttavia, se il contenitore dinamico non influisce in modo significativo sul fenomeno osservato sperimentalmente, ossia è in grado di riprodurre le condizioni di campo libero (*free field*) lungo i contorni del modello fisico, allora è possibile trascurare la presenza del contenitore nella modellazione numerica delle prove in centrifuga. In questo caso è possibile imporre, come unica condizione lungo i contorni laterali del dominio numerico, che i due bordi della *mesh*, destro e sinistro, siano vincolati ad avere lo stesso spostamento in entrambe le direzioni: questo riproduce sia l'effettiva condizione di vincolo imposta allo strato di sabbia dai contenitori dinamici ESB, durante le prove in centrifuga, sia la condizione di campo libero alle estremità del modello numerico.

Come è stato mostrato nel Paragrafo 5.3.3 sulla base dei risultati delle analisi di colonna monodimensionale, l'ipotesi che i contenitori dinamici non influiscano sul comportamento del modello al loro interno è realistica per tutti gli eventi sismici applicati durante la realizzazione delle prove su coppie di paratie a sbalzo (CW). Tuttavia, durante l'applicazione dei terremoti EQ2 e EQ4 nelle prove su paratie vincolate (PW), la presenza del contenitore sembra influire in modo significativo sulla risposta del terreno al suo interno, a causa del fatto che la frequenza nominale delle sollecitazioni dinamiche applicate è prossima a quella fondamentale di vibrazione del contenitore. In questo caso, quindi, una completa simulazione numerica del fenomeno fisico osservato richiederebbe anche la modellazione

dei contorni del contenitore ESB. Tuttavia, al fine di semplificare la modellazione numerica delle prove, si è preferito adottare una strategia alternativa, in cui le accelerazioni di ingresso relative ai terremoti EQ2 e EQ4 sono state amplificate rispetto a quelle effettivamente misurate in centrifuga, in modo che le accelerazioni massime calcolate all'interno del modello numerico siano confrontabili con quelle misurate nel modello fisico (vedi Paragrafo 5.3.3).

In tutte le analisi realizzate, quindi, non è modellata la presenza del contenitore ESB e i contorni laterali della *mesh* sono vincolati tra loro in modo da subire gli stessi spostamenti durante la simulazione numerica delle fasi dinamiche.

I cinque eventi sismici applicati durante le prove in centrifuga sono simulati imponendo ai nodi della *mesh*, posti in corrispondenza del contorno inferiore, le storie temporali delle accelerazioni orizzontali misurate dal trasduttore A1, situato alla base del contenitore dinamico; tali accelerazioni sono state preventivamente corrette con correzione di *baseline*, in modo che lo spostamento alla base del modello risulti nullo al termine di ogni terremoto. Inoltre si è imposto che la componente della velocità in direzione verticale, sempre relativa ai nodi posti lungo il contorno inferiore della *mesh*, sia nulla.

5.5 Analisi e interpretazione dei risultati

Nel seguito sono mostrati i risultati delle simulazioni numeriche relative alle prove CW1 su paratie a sbalzo e PW2 su paratie vincolate. Inoltre, sono presentati i principali risultati relativi alla prova CW2 su paratie a sbalzo.

5.5.1 Prova CW1 su paratie a sbalzo

La simulazione numerica della prova CW1 è stata realizzata adottando la *mesh* mostrata nella Figura 5.16, applicando ai nodi della base la storia temporale delle accelerazioni misurate dall'accelerometro A1 durante i 5 eventi sismici. La geometria del modello fisico, la posizione dei trasduttori al suo interno e le principali caratteristiche delle sollecitazioni dinamiche applicate nel corso della prova, sono riportate nel Paragrafo 3.9. La densità relativa media della sabbia, stimata in laboratorio prima della prova, è pari a 84%. Tuttavia, per tenere conto della possibile riduzione dello stato di addensamento intorno allo scavo, indotta dalla presenza delle paratie durante la fase di deposizione (vedi Paragrafo 3.8.1), nel modello numerico sono stati considerati due diversi valori della densità relativa iniziale D_{R0} : per gli elementi di terreno al fondo dello scavo e per quelli posti immediatamente a monte delle due paratie (Fig. 5.18), si è considerato un valore di D_{R0} pari a 42%, corrispondente ad un indice dei vuoti iniziale $e_0 = 0.84$, mentre per gli altri elementi è stato adottato un valore di D_{R0} pari a 84%.

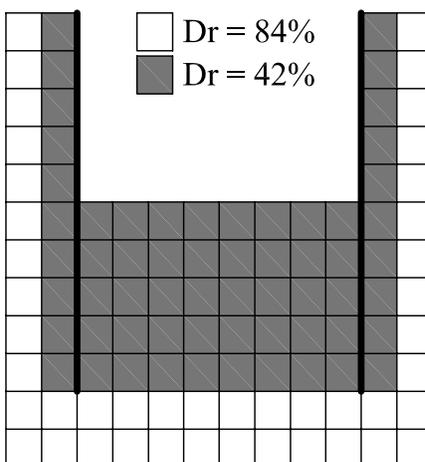


Figura 5.18: Prova CW1. Particolare della *mesh* adottata per la simulazione numerica della prova: valori della densità relativa iniziale per gli elementi di terreno in prossimità dello scavo

Accelerazioni nello strato di sabbia

Le Figure 5.19, 5.20, 5.21, 5.22 e 5.23 mostrano le storie temporali delle accelerazioni calcolate nello strato di sabbia, durante la simulazione numerica dei cinque eventi sismici, in corrispondenza dei nodi posti: (a) alla base della *mesh* (A1); (b) in condizioni di campo libero, in prossimità della superficie del banco di sabbia (A6); (c) dietro la paratia destra, in prossimità della superficie (A9); (d) dietro la paratia sinistra, in prossimità della superficie (A12); tra le due paratie, in corrispondenza del fondo dello scavo (A15). Nelle figure, inoltre, sono riportate le accelerazioni misurate in centrifuga nelle stesse posizioni. Tutte le caratteristiche degli eventi sismici applicati sono state già riportate nella Tabella 3.7 e, inoltre, i fenomeni di amplificazione delle accelerazioni all'interno dello strato di sabbia sono già stati discussi nel Capitolo 4.

Durante il terremoto EQ1, le accelerazioni calcolate dietro la paratia sinistra (Fig. 5.19d) mostrano rapide oscillazioni durante il primo e il penultimo ciclo: queste oscillazioni, chiaramente dovute a errori numerici, non influiscono sul comportamento generale del modello durante i successivi istanti di tempo. Inoltre, sempre durante il terremoto EQ1, le accelerazioni misurate al fondo dello scavo durante i primi quattro cicli (Fig. 5.19e) sono diverse da quelle calcolate numericamente: tali differenze sono probabilmente dovute ad un assestamento iniziale del trasduttore durante i primi istanti della prova, che ovviamente non è riprodotto nel modello numerico.

In generale, come già osservato per le analisi di colonna monodimensionale (Paragrafo 5.3.3), le accelerazioni calcolate numericamente sono sempre in accordo con quelle misurate in centrifuga, indipendentemente dalla frequenza o dall'intensità della sollecitazione dinamica applicata al modello. È dunque evidente che il modello costitutivo adottato è in grado di riprodurre il comportamento esibito dal terreno, per tutti i livelli di deformazione indotti durante gli eventi sismici della prova CW1.

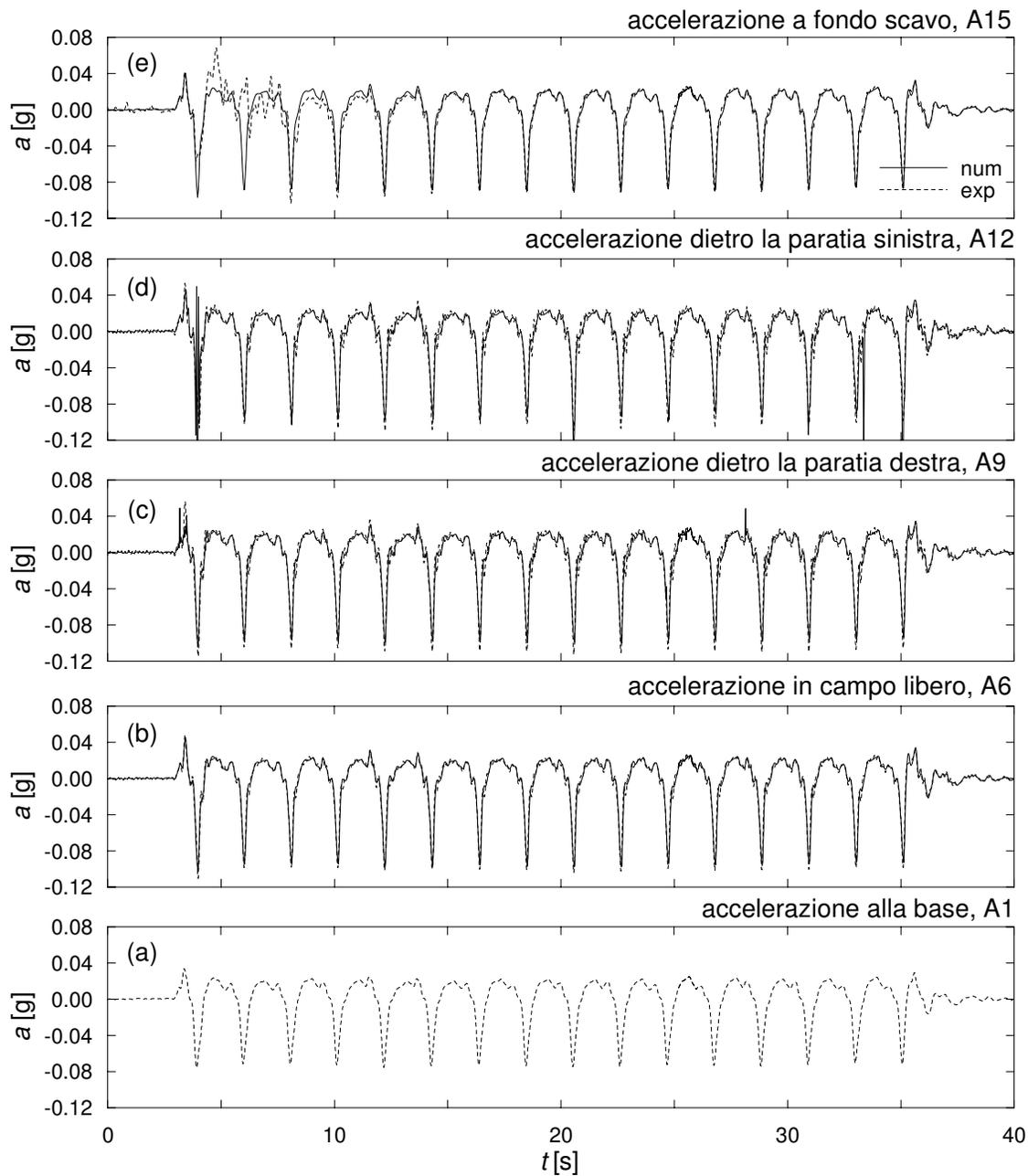


Figura 5.19: Prova CW1, terremoto EQ1: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello; in prossimità della superficie (b) in condizioni di campo libero, (c) dietro la paratia destra e (d) dietro la paratia sinistra; (e) al di sotto del fondo dello scavo

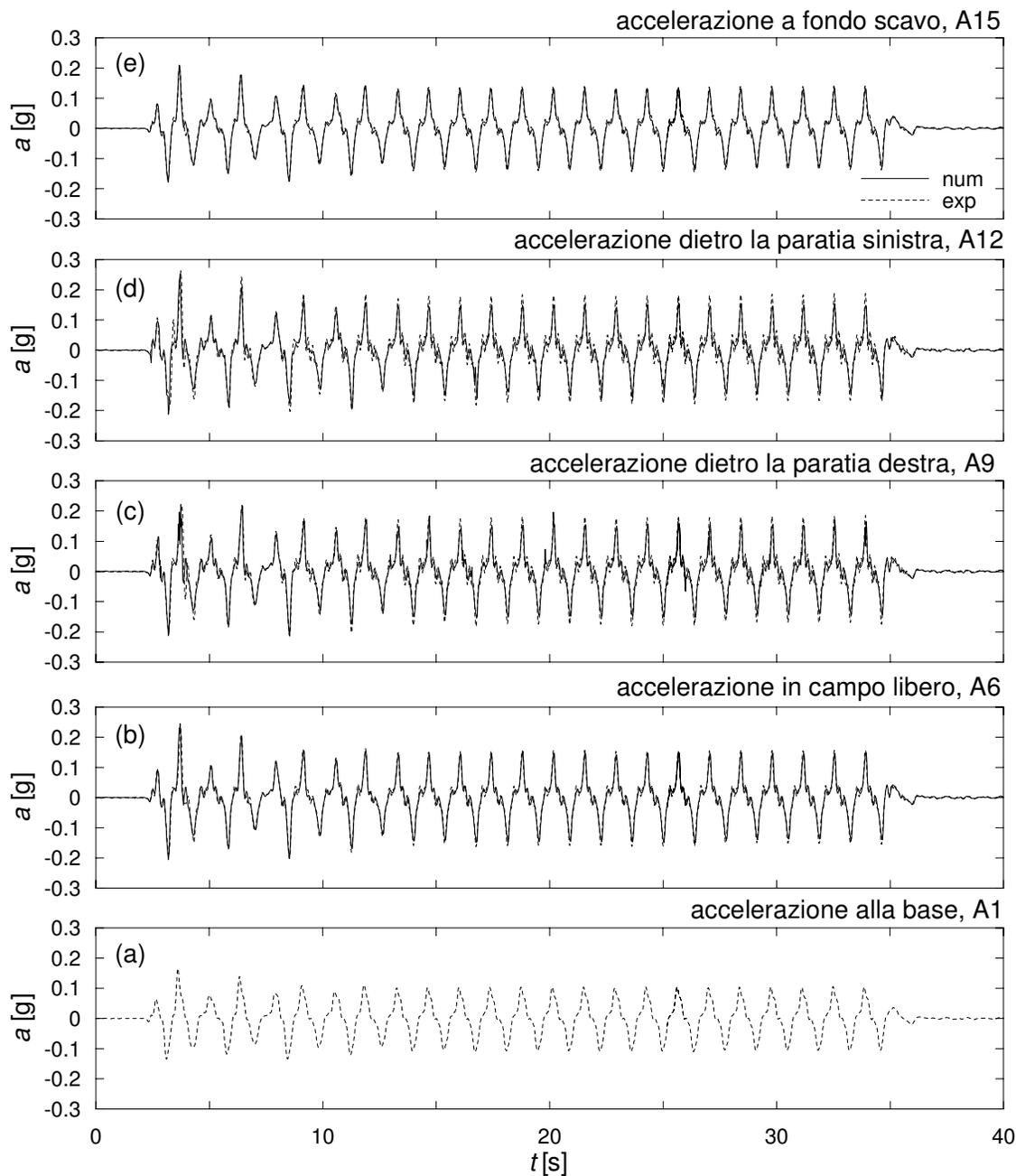


Figura 5.20: Prova CW1, terremoto EQ2: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello; in prossimità della superficie (b) in condizioni di campo libero, (c) dietro la paratia destra e (d) dietro la paratia sinistra; (e) al di sotto del fondo dello scavo

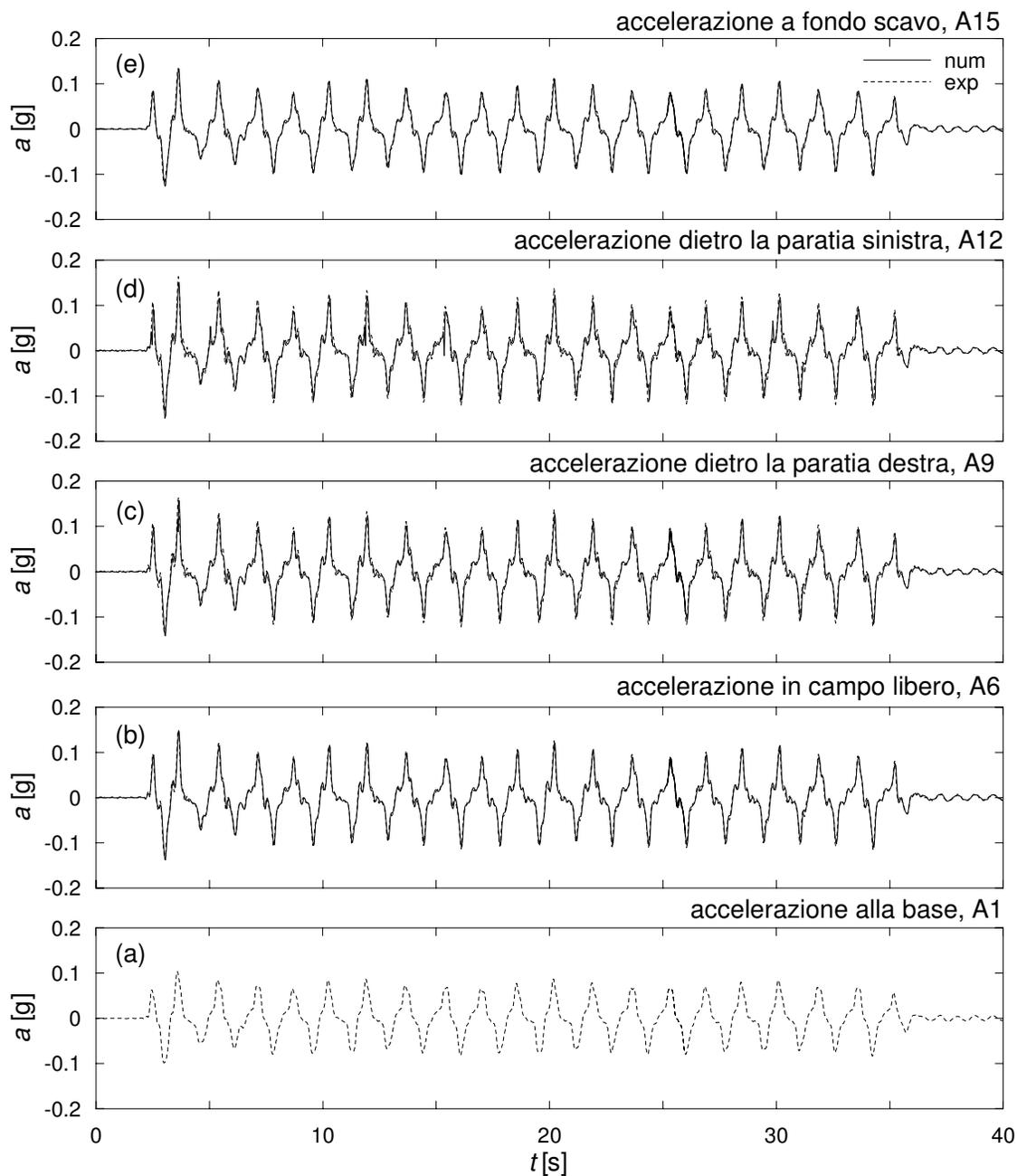


Figura 5.21: Prova CW1, terremoto EQ3: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello; in prossimità della superficie (b) in condizioni di campo libero, (c) dietro la paratia destra e (d) dietro la paratia sinistra; (e) al di sotto del fondo dello scavo

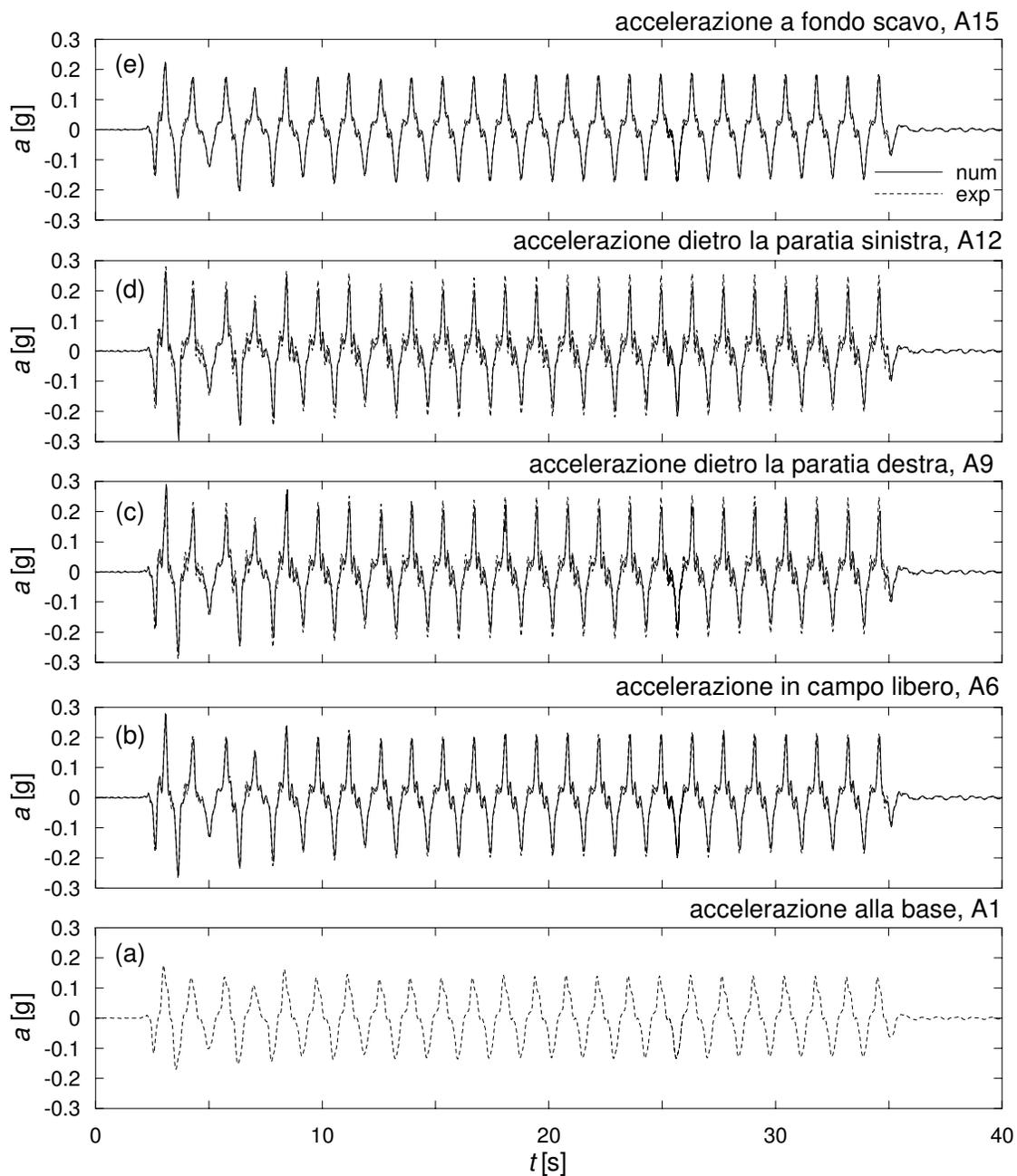


Figura 5.22: Prova CW1, terremoto EQ4: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello; in prossimità della superficie (b) in condizioni di campo libero, (c) dietro la paratia destra e (d) dietro la paratia sinistra; (e) al di sotto del fondo dello scavo

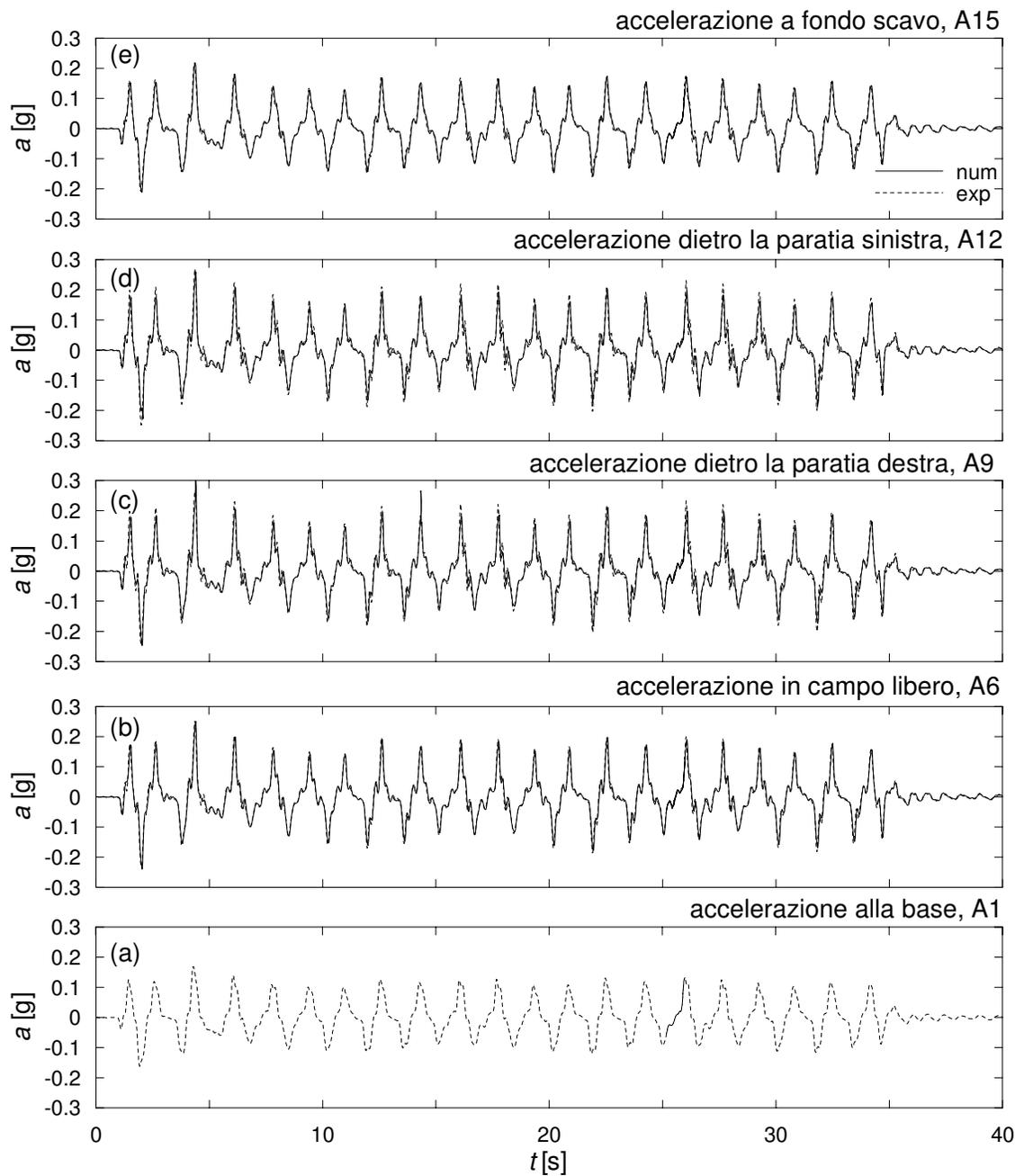


Figura 5.23: Prova CW1, terremoto EQ5: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello; in prossimità della superficie (b) in condizioni di campo libero, (c) dietro la paratia destra e (d) dietro la paratia sinistra; (e) al di sotto del fondo dello scavo

Spostamenti delle paratie

La Figura 5.24 mostra le storie temporali degli spostamenti della paratia sinistra, misurati dall'LVDT LV1 durante la prova in centrifuga (Fig. 5.24a) e calcolati nel nodo N2, posto a 10 mm dalla sommità della paratia (scala del modello) durante la simulazione numerica (Fig. 5.24b); i dati sono stati depurati dell'aliquota di spostamento relativa alla fase statica e, quindi, mostrano solo gli incrementi di spostamento associati ai cinque eventi dinamici applicati.

Al termine del terremoto EQ1, gli spostamenti calcolati sono pari a 9 mm, mentre quelli misurati in centrifuga sono pari a 13 mm; gli incrementi di spostamento calcolati e quelli misurati, invece, sono rispettivamente pari a 17 mm e 21 mm durante il terremoto EQ2 e a 16 mm e 14 mm durante il terremoto EQ4. Durante questi tre eventi sismici, il modello sottostima l'incremento di spostamento che si osserva in centrifuga durante il primo ciclo della sollecitazione dinamica applicata; inoltre, il terremoto EQ4 tende a sovrastimare il progressivo accumulo di spostamenti durante i successivi istanti temporali. L'evento EQ3 non produce ulteriori spostamenti nel modello fisico, mentre l'incremento di spostamento calcolato numericamente è pari a 3 mm e, infine, gli spostamenti accumulati durante il terremoto EQ5 sono pari a 2 mm in centrifuga e a 10 mm nella simulazione numerica.

Sebbene l'accordo tra i dati sperimentali e quelli numerici non sia perfetto, la paratia esibisce lo stesso comportamento sia nel modello fisico sia in quello numerico: si ha un accumulo progressivo di spostamenti durante i terremoti EQ1, EQ2 e EQ4, mentre il terremoto EQ3 non produce spostamenti apprezzabili, nonostante le accelerazioni misurate siano maggiori di quelle relative all'evento EQ1 (vedi Tab. 4.5). Gli spostamenti calcolati durante il terremoto EQ5 sono maggiori di quelli misurati, ma in entrambi i casi sono significativamente più piccoli di quelli relativi all'evento EQ2, nonostante le accelerazioni nel terreno siano maggiori. È evidente, quindi, che anche nel modello numerico, come già osservato per quello fisico (Paragrafo 4.7.1), gli spostamenti accumulati dalle paratie non dipendono solo dall'intensità del terremoto corrente, ma anche dall'intera storia delle accelerazioni di cui l'opera ha avuto esperienza.

La Figura 5.25 mostra la distribuzione degli spostamenti della paratia sinistra al termine della fase statica e dei cinque terremoti applicati durante la fase dinamica, ricostruita sulla base dei dati sperimentali (Fig. 5.25a) e calcolata a partire dai risultati della simulazione numerica (Fig. 5.25b).

Per quanto riguarda la distribuzione degli spostamenti al termine della fase statica, il modello prevede degli spostamenti notevolmente più piccoli rispetto a quelli misurati in centrifuga: in particolare, lo spostamento in corrispondenza dell'estremità superiore della paratia è pari a circa 32 mm nel modello fisico e a 11 mm in quello numerico. Inoltre, mentre gli spostamenti accumulati dalla paratia durante la prova sono sempre associati prevalentemente a rotazioni di tipo rigido, quelli calcolati numericamente sono caratteriz-

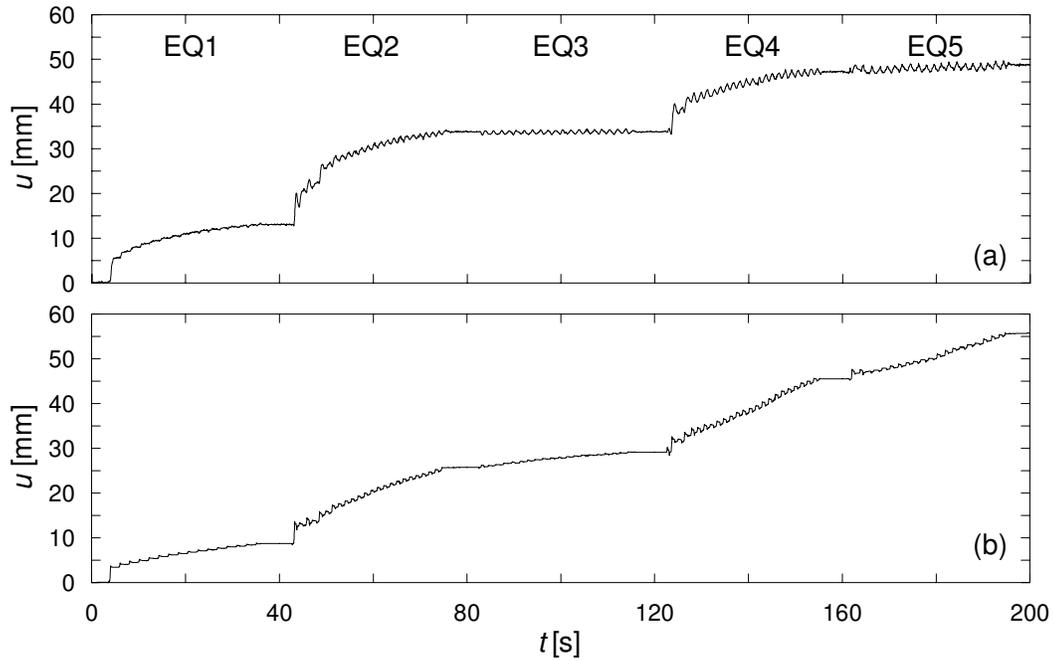


Figura 5.24: Prova CW1: spostamenti orizzontali della paratia sinistra (a) misurati e (b) calcolati in corrispondenza dell'estremità superiore, durante i cinque eventi sismici

Tabella 5.4: Prova CW1, analisi numerica. Incrementi di spostamento calcolati al termine della fase statica e di ciascun evento sismico in corrispondenza dell'estremità superiore della paratia sinistra. Spostamento totale, Δu , e componente associata allo spostamento rigido della parete, Δu_{rigido}

EQ	Δu mm	Δu_{rigido} mm	$\Delta u_{\text{rigido}}/\Delta u$ %
static	11	4	35
1	10	4	40
2	20	9	45
4	18	18	100
5	11	11	100

zati da una significativa componente flessionale, almeno nei primi terremoti. La Tabella 5.4 riporta gli incrementi di spostamento Δu , calcolati nel modello numerico in corrispondenza della sommità della paratia, al termine della fase statica e dei singoli eventi dinamici (il terremoto EQ3 non è considerato perchè non produce spostamenti significativi); tali incrementi sono suddivisi in una componente di moto rigido, Δu_{rigido} , e una di pura flessione, calcolata come differenza tra lo spostamento totale Δu e quello rigido Δu_{rigido} . In condizioni statiche, e per i terremoti EQ1 e EQ2, Δu_{rigido} corrisponde a circa il 40% dello spostamento totale, e solo durante i terremoti EQ4 e EQ5 gli spostamenti calcolati corrispondono effettivamente a pure rotazioni rigide della paratia ($\Delta u_{\text{rigido}}/\Delta u = 1$).

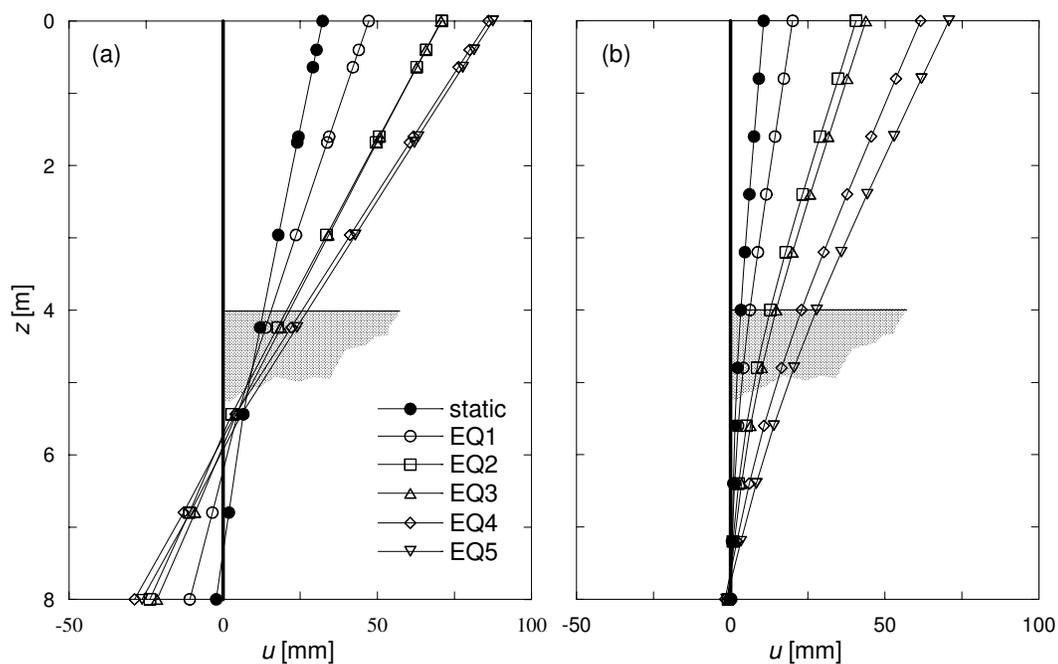


Figura 5.25: Prova CW1: spostamenti orizzontali della paratia sinistra al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici (permanenti). (a) Dati sperimentali e (b) previsioni numeriche

Momenti flettenti nelle paratie

La Figura 5.26 mostra i momenti flettenti misurati nella paratia sinistra al termine della fase statica e dei cinque eventi dinamici (Fig. 5.26a) e quelli calcolati nella simulazione numerica (Fig. 5.26b). È evidente che le sollecitazioni calcolate sono molto più grandi di quelle misurate: in condizioni statiche, il massimo momento flettente misurato è pari a 37 kNm/m, mentre quello calcolato è pari a 42 kNm/m; le massime sollecitazioni residue misurate al termine dei terremoti EQ1 e EQ2 sono rispettivamente pari a 51 kNm/m e 62 kNm/m, mentre quelle calcolate numericamente sono rispettivamente pari a 75 kNm/m e 130 kNm/m.

Inoltre, nel modello numerico si osserva un notevole incremento del momento flettente anche al di sopra del fondo dello scavo, dove le sollecitazioni nella paratia sono esclusivamente associate alla distribuzione delle tensioni orizzontali nel terreno a monte: alla quota $z = 4$ m dal piano campagna, il momento residuo calcolato al termine del terremoto EQ2 corrisponde a circa 3 volte quello calcolato in condizioni statiche, mentre quello misurato sperimentalmente ($z = 4.24$ m) corrisponde a circa 1.5 volte quello relativo alla fase statica. È evidente, quindi, che le differenze osservate tra i due modelli, fisico e numerico, non sono esclusivamente imputabili a un'errata valutazione o a una differente mobilitazione della resistenza passiva nel terreno a valle della paratia; inoltre, eventuali discrepanze tra i valori della densità relativa adottati nel modello numerico e il reale stato di addensamento della sabbia a monte delle paratie, non giustificano la notevole differenza tra le sollecitazioni misurate e quelle calcolate al di sopra del fondo scavo. Come già osservato

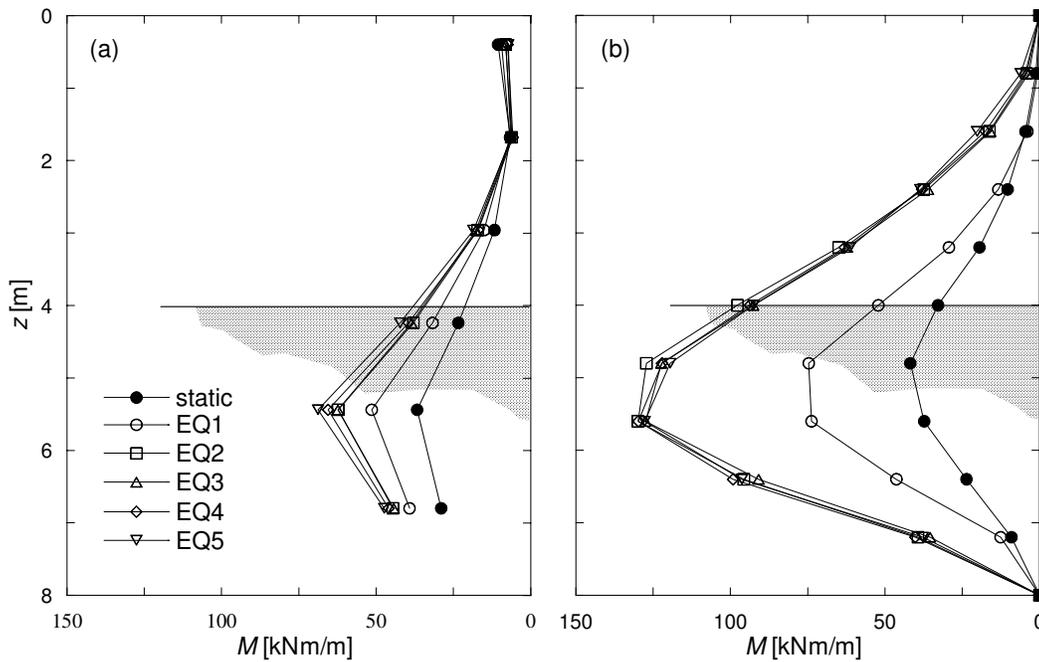


Figura 5.26: Prova CW1: distribuzione dei momenti flettenti nella paratia sinistra al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici (residui). (a) Dati sperimentali e (b) previsioni numeriche

nei Paragrafi 3.7.5 e 4.7.1, è possibile che l'azione esercitata dai cavi degli *strain gauge* lungo la sezione centrale della paratia influisca notevolmente sull'entità delle sollecitazioni misurate dai trasduttori.

Nonostante le evidenti differenze, in termini di entità delle sollecitazioni misurate, il comportamento osservato nel modello fisico e in quello numerico è lo stesso. Durante i terremoti EQ1 e EQ2 si ha un notevole incremento dei momenti flettenti nella paratia, contemporaneamente ad un accumulo progressivo di spostamenti verso lo scavo; il terremoto EQ3 non produce nè una variazione delle sollecitazioni nè spostamenti significativi nella paratia; infine, durante gli eventi sismici EQ4 e EQ5 la paratia accumula spostamenti, esclusivamente associati a rotazioni rigide della struttura, ma non si registrano significativi incrementi del momento flettente.

Discussione dei risultati

Dall'analisi degli spostamenti e delle sollecitazioni flettenti nella paratia sinistra, relativi alla fase iniziale statica e ai successivi transitori dinamici, si è osservato che esistono notevoli differenze, dal punto di vista quantitativo, tra i dati sperimentali relativi al modello fisico realizzato in centrifuga e i risultati previsti dalla relativa simulazione numerica.

Tali discrepanze sono in parte dovute al fatto che il modello numerico non riproduce esattamente tutti gli elementi presenti nel modello fisico. Ad esempio, non è stata modellata la presenza dei cavi degli *strain gauge*, sebbene si sia osservato che influiscono notevolmente sull'entità dei momenti flettenti nelle paratie; l'azione da essi esercitata, di-

pende da diversi fattori - quali, ad esempio, la rigidezza relativa tra i cavi e le piastre di alluminio, e gli spostamenti subiti dalle paratie nel corso della prove - e non si traduce in una forza concentrata, ma più verosimilmente come un'azione diffusa lungo tutta la sezione centrale delle paratie.

Anche la taratura del modello costitutivo presenta delle incertezze. Come già osservato da Papadimitriou *et al.* (2001), i valori della costante B , ricavati a piccole deformazioni da prove di colonna risonante, sono generalmente troppo elevati per un'accurata modellazione della risposta del terreno lungo percorsi di carico monotoni. Poichè sia l'entità degli spostamenti subiti dalla paratia, sia la deformata stessa degli elementi strutturali, dipendono fortemente dalla rigidezza del terreno situato a valle (lato passivo), è possibile che parte delle differenze registrate tra modello fisico e numerico, in termini di spostamenti delle paratie, possano essere associate ad una errata valutazione della rigidezza del terreno in prossimità dello scavo.

Infine, parte delle differenze riscontrate possono essere associate al fatto che lo stato di addensamento della sabbia, in corrispondenza dello scavo e al piede delle paratie, può essere anche sostanzialmente diverso da quello ipotizzato nella simulazione numerica delle prove (vedi Paragrafo 3.8.1). La densità relativa della sabbia situata a monte e a valle delle paratie, infatti, influisce sulla rigidezza e sulla resistenza esibita dal terreno in condizioni di picco e, quindi, assume un ruolo fondamentale sul comportamento esibito dal materiale in condizioni statiche o durante eventi dinamici di intensità non elevata, per i quali le deformazioni indotte non comportano una completa mobilitazione della resistenza nel terreno. A titolo di esempio, la Figura 5.27 mostra gli spostamenti e i momenti flettenti nella paratia sinistra (Fig. 5.27a), calcolati al termine della fase statica e del primo terremoto (EQ1) assumendo tre possibili distribuzioni della densità relativa iniziale (D_{R0}) nel terreno posto in adiacenza allo scavo (Fig. 5.27b). Nel modello CW1b-203 (modello di riferimento) D_{R0} è pari a 42 % negli elementi di terreno al fondo dello scavo e per quelli posti immediatamente a monte delle due paratie, mentre per gli altri elementi è stato adottato un valore di D_{R0} pari a 84 %; nel modello CW1b-206, la densità relativa iniziale, per gli elementi di terreno tra le due paratie, è pari al 18 %, fino a 20 mm dal fondo dello scavo (scala del modello), e al 28 % fino all'estremità inferiore delle paratie; nel modello CW1b-202, infine, D_{R0} è ovunque pari a 84 %. È evidente che l'ipotesi assunta sulla densità relativa del terreno in prossimità dello scavo influisce sia sull'entità dei momenti flettenti, sia sull'ampiezza degli spostamenti e sulla deformata delle paratie. In particolare, nei modelli CW1b-203 e CW1b-206, gli spostamenti e i momenti flettenti della paratia sono maggiori rispetto a quelli forniti da CW1b-202: nel primo caso (CW1b-203), questo è dovuto alla riduzione delle caratteristiche di resistenza del terreno, sia a monte sia a valle della paratia, mentre nel secondo caso (CW1b-206) questa differenza è prevalentemente dovuta ad una drastica riduzione della resistenza del terreno a valle. Infine, anche la deformata della paratia dipende dalla densità ipotizzata per il terreno; ad esempio, nel modello CW1b-202, lo spostamento calcolato in corrispondenza dell'estremità superiore

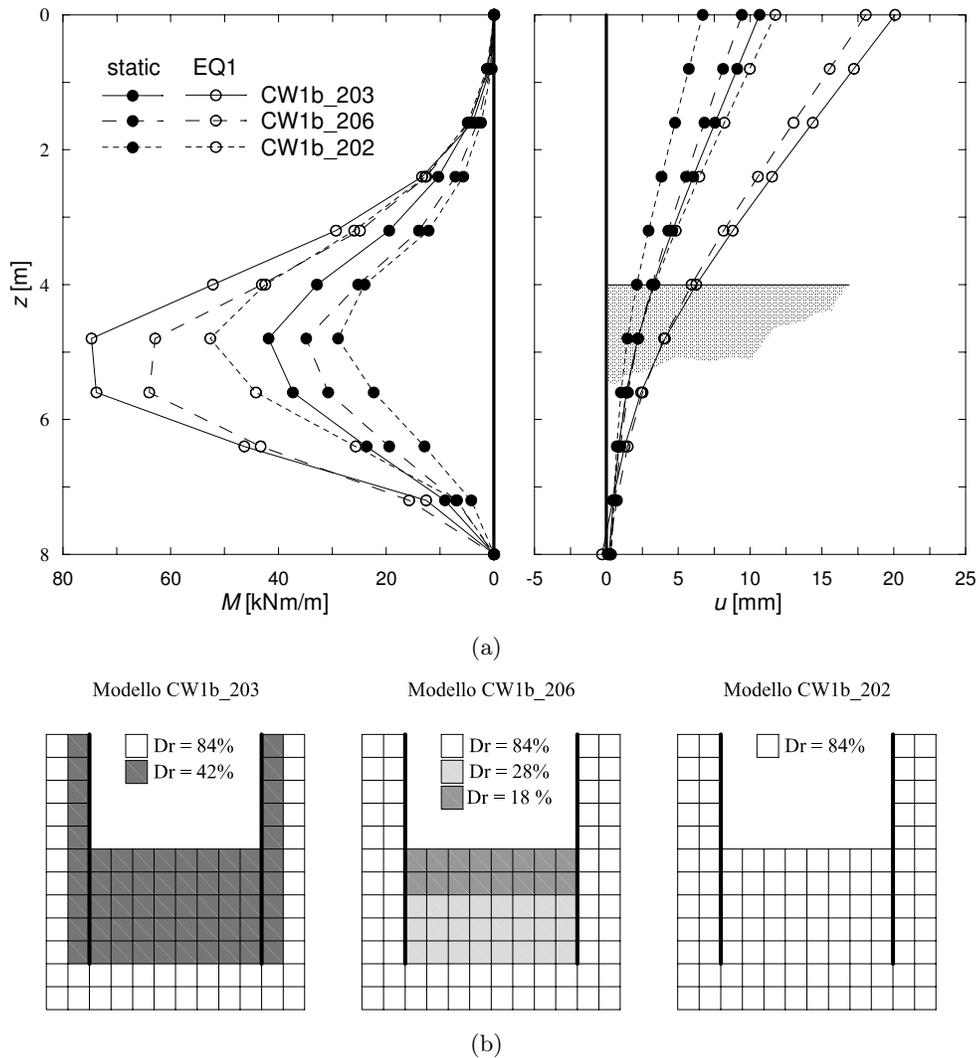


Figura 5.27: Prova CW1, analisi numeriche: (a) distribuzione dei momenti flettenti e degli spostamenti orizzontali della paratia sinistra calcolati al termine della fase statica e dell'evento EQ1, in riferimento a tre differenti modelli numerici; (b) particolare della *mesh* adottata nei tre modelli numerici, e valori della densità relativa iniziale per gli elementi di terreno in prossimità dello scavo

della paratia durante il terremoto EQ1, e associato ad una rotazione rigida della stessa, corrisponde a circa il 20% dello spostamento totale, mentre nel modello CW1b-203 corrisponde a circa il 40%. Nel primo caso, quindi, gli spostamenti della paratia sono dovuti essenzialmente ad una flessione dell'elemento strutturale, mentre nel secondo caso si ha una rotazione rigida significativa della paratia nel corso dell'evento sismico.

Sebbene il modello numerico non fornisca una rappresentazione esatta del modello fisico realizzato in centrifuga, e quindi siano presenti differenze anche significative, in termini quantitativi, tra le osservazioni sperimentali e le previsioni numeriche, il comportamento osservato nel modello fisico e in quello numerico è lo stesso. In entrambi i casi, infatti, si è osservato che:

- la paratia accumula spostamenti anche per terremoti di intensità modesta (EQ1 e

EQ2), durante i quali si ha un incremento delle sollecitazioni residue negli elementi strutturali. Questi spostamenti sono associati sia a una rotazione rigida, sia a una flessione della paratia, dovuta all'incremento del momento flettente;

- gli spostamenti subiti dalla paratia non dipendono esclusivamente dall'entità del terremoto corrente. Ad esempio, durante l'evento sismico EQ3 non si ha un ulteriore accumulo di spostamenti, sebbene l'intensità del terremoto sia maggiore dell'evento EQ1. Inoltre, durante il terremoto EQ3 non si hanno incrementi delle sollecitazioni flettenti;
- durante il terremoto EQ4, e in parte durante EQ5, la paratia accumula spostamenti senza che vi siano ulteriori incrementi del momento flettente. Questi spostamenti, quindi, sono esclusivamente associati a rotazioni rigide dell'elemento strutturale.

Nel Paragrafo 4.8 è stato mostrato che il comportamento esibito dalle paratie durante i cinque eventi sismici non può essere giustificato esclusivamente con un progressivo addensamento del terreno in prossimità dello scavo. Sembra più probabile che questo sia dovuto ad una variazione dello stato tensionale, indotta dai terremoti nel terreno a contatto con le paratie.

Tensioni orizzontali nel terreno

La Figura 5.28 mostra la distribuzione delle tensioni orizzontali negli elementi di terreno a contatto con le due paratie, al termine della fase statica e dei cinque eventi dinamici simulati. Inoltre, sono riportate (linee tratteggiate) le distribuzioni teoriche delle tensioni orizzontali nel terreno in condizioni di stato limite attivo (monte) e passivo (valle), calcolate con le relazioni proposte da Lancellotta (2002), in riferimento alla condizione statica ($k_h = 0$), e per valori dell'angolo di attrito nel terreno $\phi = 32^\circ$, e dell'angolo di attrito al contatto tra paratia e terreno $\delta = 12^\circ$.

Al termine della fase statica, la tensione orizzontale a monte della paratia ha una distribuzione pressochè lineare, almeno fino alla quota del fondo scavo, ma si mantiene al di sotto del valore teorico calcolato per $\phi = \phi_{cr}$, poichè gli spostamenti subiti dalle paratie non sono ancora sufficienti a mobilitare nel terreno la resistenza relativa alle condizioni di stato critico. La tensione orizzontale a valle della paratia, invece, è maggiore della resistenza disponibile in condizioni di stato critico, fino a circa 0.5 m dal fondo dello scavo, e si mantiene con buona approssimazione costante, almeno per z compreso tra 6 m e 8 m. È necessario osservare che lo stato tensionale nel terreno in prossimità dello scavo, in condizioni statiche, dipende dalle modalità di preparazione del modello e di esecuzione della prova (ad esempio, la rimozione del volume di scavo non viene effettuata in centrifuga, ma è realizzata in laboratorio, a 1 g); tuttavia, la distribuzione delle tensioni al contatto con le paratie non è dissimile da quella calcolata da altri autori in riferimento alla realizzazione di uno scavo ideale in un terreno granulare omogeneo (*e.g.* Callisto e Soccodato, 2007).

Al termine dei terremoti EQ1 e EQ2, si osserva una maggiore mobilitazione della resistenza passiva disponibile a valle della paratia. Il processo di mobilitazione della resistenza avviene durante i transitori dinamici: per effetto delle forze di inerzia agenti nel volume di terreno, si ha un incremento della spinta a monte della paratia e una contemporanea variazione dello stato tensionale a valle; in particolare, se la distribuzione delle tensioni di contatto nel terreno a valle non è sufficiente a garantire l'equilibrio della paratia, allora la struttura ruota - mobilitando progressivamente, a partire dalla quota del fondo scavo, la resistenza passiva disponibile nel terreno - fino a trovare una nuova configurazione di equilibrio.

L'incremento del momento flettente che si registra nelle paratie al termine dei terremoti EQ1 e EQ2 è associato a due fattori: la progressiva mobilitazione della resistenza nel terreno a valle della paratia, che determina un abbassamento del baricentro della spinta passiva, e un significativo incremento delle tensioni orizzontali nel terreno a monte della paratia, fino ad una quota pari a circa 2m dal piano campagna. Quest'ultimo aspetto, già osservato da Callisto e Soccodato (2007, 2010) e Visone (2008), determina un notevole incremento del momento flettente anche al di sopra della quota del fondo scavo.

Le rotazioni della paratia, e la contemporanea mobilitazione della resistenza, possono avvenire in modo istantaneo, in corrispondenza di istanti temporali durante i quali si registrano dei picchi nelle sollecitazioni dinamiche imposte, o progressivamente durante l'intero evento sismico. Durante il terremoto EQ1, la paratia sinistra accumula uno spostamento sostanziale durante il primo ciclo (picco) della sollecitazione dinamica applicata: alla rotazione subita, corrisponde una mobilitazione istantanea della resistenza a valle, fino ad una distribuzione molto simile a quella calcolata al termine dell'evento. Durante i cicli successivi, la massima ampiezza delle accelerazioni calcolate nel terreno non varia in modo significativo, tuttavia si ha un progressivo incremento delle tensioni nel terreno a monte della paratia, probabilmente associato al comportamento del terreno in condizioni cicliche; di conseguenza, la paratia continua a subire spostamenti e a mobilitare la resistenza a valle. Lo stesso comportamento è osservato durante il terremoto EQ2, durante il quale la paratia sinistra accumula istantaneamente degli spostamenti, in corrispondenza del primo e del quinto picco della sollecitazione dinamica ($t_1 = 3.3\text{ s}$ e $t_2 = 8.6\text{ s}$), ma continua a subire spostamenti anche durante i cicli successivi; la distribuzione di spinta all'istante t_2 è molto simile a quella calcolata al termine dell'evento.

Il terremoto EQ3 produce spostamenti molto più piccoli rispetto all'evento EQ1, sebbene sia caratterizzato da ampiezze maggiori: questo fenomeno, già osservato nelle prove in centrifuga, è dovuto al fatto che lo stato tensionale nel terreno a valle della paratia, prima dei due eventi, è completamente diverso. Le tensioni orizzontali al termine della fase statica sono relativamente basse, quindi la paratia deve subire rotazioni significative per mobilitare la resistenza a valle e trovare una nuova configurazione di equilibrio durante il terremoto EQ1. Al contrario, la distribuzione delle tensioni indotta nel terreno al termine dell'evento EQ2 (di intensità maggiore rispetto a EQ3) è tale per cui il terremoto EQ3

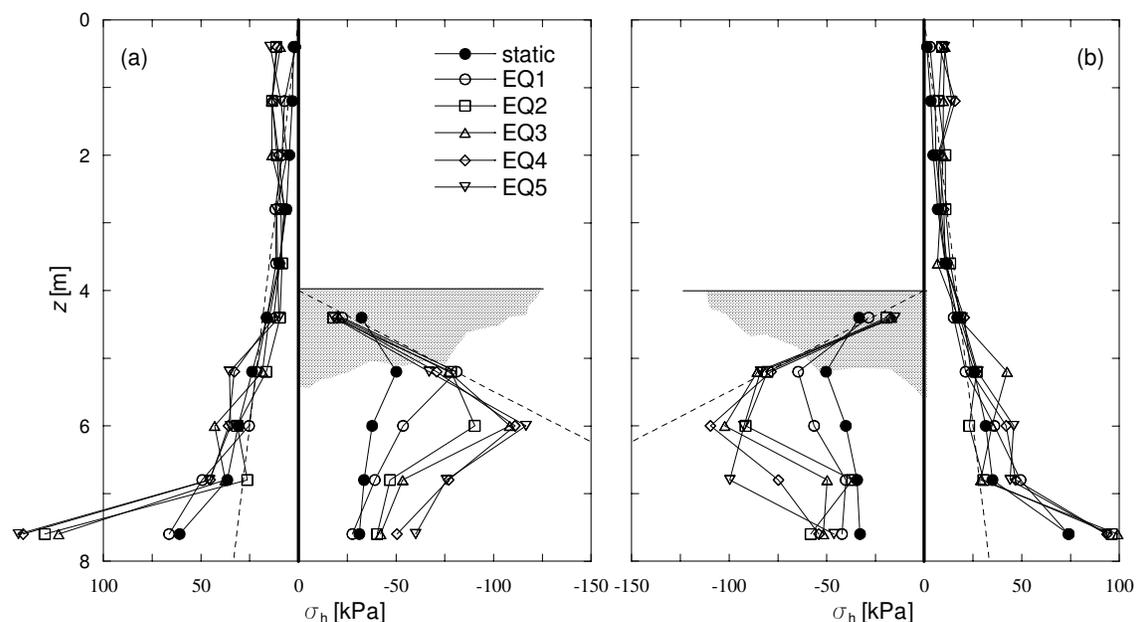


Figura 5.28: Prova CW1: tensioni orizzontali negli elementi di terreno a contatto con la paratia (a) sinistra e (b) destra, calcolate al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici

non determina ulteriori variazioni significative dello stato tensionale.

Al termine dei terremoti EQ2 e EQ3, la resistenza disponibile nel terreno a valle è quasi interamente mobilitata fino a circa 6 m dal piano campagna. Durante, e al termine, dei terremoti EQ4 e EQ5 (di intensità maggiore rispetto a EQ2) non si ha un'ulteriore mobilitazione della resistenza e quindi, come osservato in precedenza, la paratia accumula spostamenti senza che vi siano ulteriori incrementi nelle sollecitazioni flettenti. Questo suggerisce che al termine del terremoto EQ2 sia stata mobilitata tutta la resistenza disponibile nel terreno a valle: il processo di accumulo di spostamenti da parte della paratia è, in questo caso, analogo a quello proposto da Callisto e Soccodato (2010), con riferimento alla teoria del blocco rigido di Newmark.

5.5.2 Prova CW2 su paratie a sbalzo

La simulazione numerica della prova CW2 è stata realizzata adottando la *mesh* mostrata nella Figura 5.16, applicando ai nodi della base la storia temporale delle accelerazioni misurate dall'accelerometro A1 durante i 5 eventi sismici. La geometria del modello fisico, la posizione dei trasduttori al suo interno e le principali caratteristiche delle sollecitazioni dinamiche applicate nel corso della prova, sono riportate nel Paragrafo 3.9. Il valore considerato nel modello numerico per la densità relativa iniziale, D_{R0} , è pari al 53%, ossia equivale alla densità relativa media della sabbia, stimata in laboratorio prima della prova.

Come già osservato in riferimento alla prova CW1, il modello numerico riproduce perfettamente la propagazione delle accelerazioni all'interno dello strato di sabbia e i fenomeni di amplificazione tra la base e la superficie del banco; tuttavia, i valori del momento flet-

tente nelle paratie, calcolati attraverso la simulazione numerica, sono più grandi di quelli misurati in centrifuga. Nel Paragrafo 5.5.1 sono stati ampiamente discussi i possibili motivi per cui il modello numerico non è in grado di riprodurre accuratamente, dal punto di vista quantitativo, le sollecitazioni misurate. Comunque, anche per la prova CW2, la simulazione numerica descrive esattamente lo stesso fenomeno osservato in centrifuga.

Analogamente a quanto svolto nel Capitolo 4 per l'analisi dei dati sperimentali, anche per le due simulazioni numeriche si è preferito concentrare l'attenzione su quegli aspetti che differenziano il comportamento esibito dalle paratie durante le prove CW1 e CW2. Non è mostrato, invece, il confronto tra i dati sperimentali e le previsioni numeriche delle accelerazioni nello strato di sabbia e dei momenti nelle paratie, relativi ai cinque eventi dinamici.

La Figura 5.29 mostra la distribuzione delle tensioni orizzontali negli elementi di terreno al contatto con la paratia sinistra, al termine della fase statica e dei cinque eventi dinamici (Fig. 5.29a), gli spostamenti accumulati dalla paratia (Fig. 5.29b) e la distribuzione dei momenti flettenti (Fig. 5.29c). Inoltre, la Figura 5.29d riporta le storie temporali delle accelerazioni calcolate nel terreno a tergo della paratia sinistra, in prossimità della superficie, nel nodo A12. L'accelerazione massima e l'intensità di Arias dei cinque eventi dinamici aumentano tra il primo terremoto (EQ1) e il quarto (EQ4), mentre i parametri relativi al quinto evento (EQ5) sono leggermente inferiori a quelli calcolati durante il terremoto precedente; i valori numerici sono praticamente uguali a quelli riportati nella Tabella 4.6, relativi alle accelerazioni misurate durante la prova.

La distribuzione dello stato tensionale al termine della fase statica è simile a quella già osservata per la prova CW1: la tensione orizzontale a monte della paratia è pressoché lineare, almeno fino alla quota del fondo scavo, ma si mantiene leggermente al di sotto del valore teorico calcolato per $\phi = \phi_{cr}$; a valle della paratia, invece, la tensione orizzontale è maggiore della resistenza disponibile in condizioni di stato critico, fino a circa 0.5 m dal fondo dello scavo, e si mantiene con buona approssimazione costante, almeno per z compreso tra 6 m e 8 m.

Nel corso della simulazione numerica della prova, si osserva una progressiva e permanente mobilitazione della resistenza passiva disponibile nel terreno a valle della paratia. Durante ogni terremoto, le azioni inerziali agenti nel terreno determinano un incremento delle tensioni a monte della paratia: se la spinta attiva non è equilibrata dalla spinta passiva a valle, la paratia ruota e attinge progressivamente, a partire dalla quota del fondo scavo, alla resistenza disponibile nel terreno. Poiché le accelerazioni registrate durante ogni evento sismico sono maggiori di quelle relative ai terremoti precedenti, questo meccanismo è evidente in tutti terremoti applicati, contrariamente a quanto si è osservato per l'evento EQ3 della prova CW1.

L'incremento del momento flettente nella paratia è associato, in parte, all'aumento delle tensioni orizzontali a monte e, in parte, al fatto che il baricentro della distribuzione delle tensioni a valle si sposta verso il basso. Gli spostamenti accumulati dalla paratia

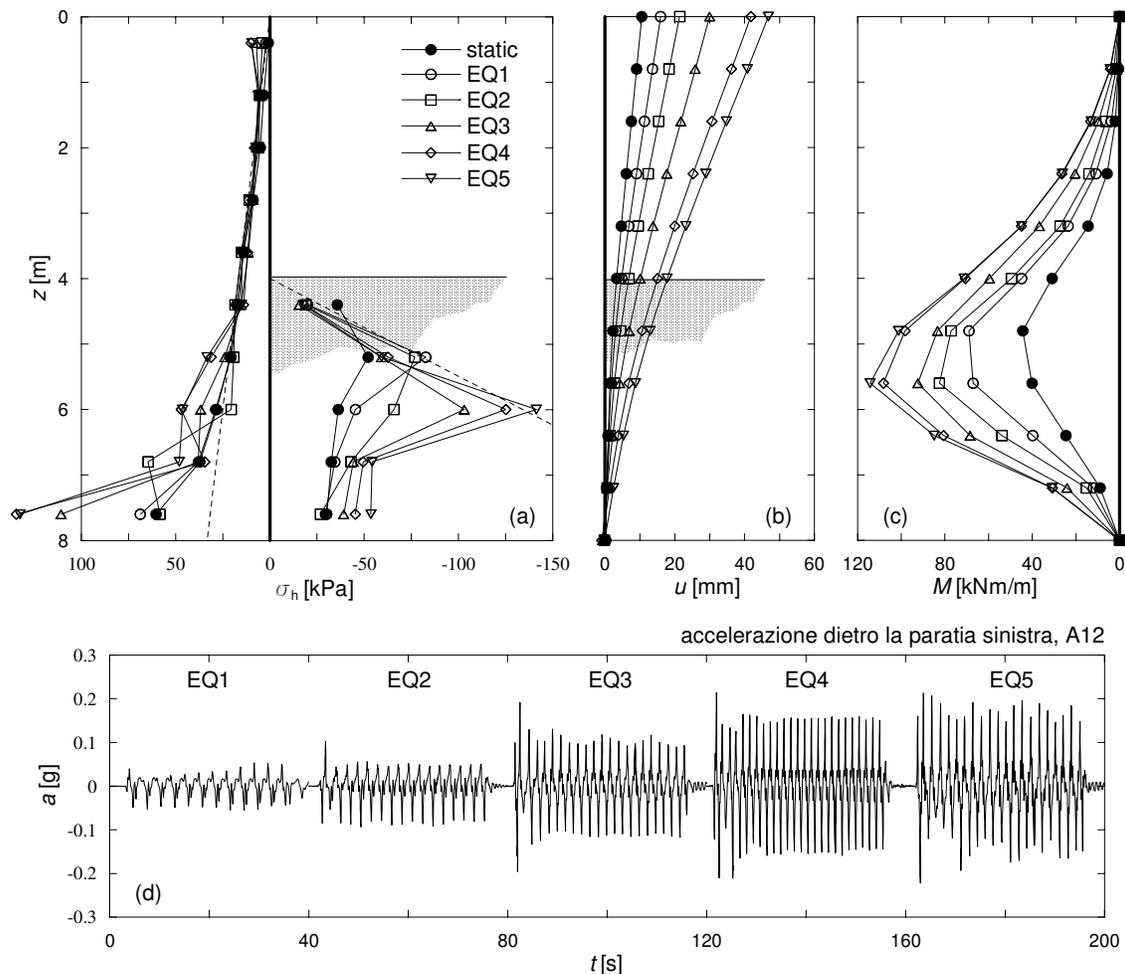


Figura 5.29: Prova CW2: distribuzione (a) delle tensioni orizzontali negli elementi di terreno al contatto con la paratia sinistra, (b) degli spostamenti orizzontali e (c) del momento flettente nella paratia sinistra, calcolate al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici. (d) Storie temporali delle accelerazioni calcolate nel terreno a tergo della paratia sinistra, in prossimità della superficie (nodo A12)

durante i terremoti, invece, sono dovuti sia alle rotazioni rigide subite per mobilitare le resistenze nel terreno, sia alla flessione della paratia associata all'aumento del momento flettente.

Al termine della prova, gli elementi di terreno a valle della paratia si trovano in condizioni di stato limite passivo fino a circa 6 m dal piano campagna, mentre la tensione orizzontale al piede della paratia, sempre a valle, non ha subito variazioni significative rispetto alla condizione iniziale statica.

5.5.3 Prova PW2 su paratie vincolate

La simulazione numerica della prova PW2 è stata realizzata adottando la *mesh* mostrata nella Figura 5.15, applicando ai nodi della base la storia temporale delle accelerazioni misurate dall'accelerometro A1 durante i 5 eventi sismici. La geometria del modello fisico, la posizione dei trasduttori al suo interno e le principali caratteristiche delle sollecitazioni

dinamiche applicate nel corso della prova, sono riportate nel Paragrafo 3.9. Il valore considerato nel modello numerico per la densità relativa iniziale, D_{R0} , è pari al 42 %, ossia equivale alla densità relativa media della sabbia, stimata in laboratorio prima della prova.

Storie temporali delle accelerazioni nella sabbia e delle sollecitazioni negli elementi strutturali

Le Figure 5.30, 5.31, 5.32, 5.33 e 5.34 mostrano le storie temporali delle accelerazioni calcolate in alcuni punti dello strato di sabbia e delle sollecitazioni negli elementi strutturali, relative ai cinque eventi sismici applicati alla base dei modelli. In particolare, sono riportate: le accelerazioni alla base del modello (a) e, in condizioni di campo libero, a metà dello strato di sabbia (b) e in prossimità della superficie (c); il momento flettente, calcolato alla quota $z = 3.5$ m dal piano campagna (SG3), nella paratia sinistra (d) e destra (e); la variazione della forza assiale nel puntone, ΔN , relativa a ciascun terremoto (f). Nelle figure, inoltre, sono riportate i dati sperimentali relativi alle misure effettuate nel modello fisico durante la prova. Tutte le caratteristiche degli eventi sismici applicati sono state già riportate nella Tabella 3.14.

Come osservato nel Paragrafo 5.3.3, la simulazione numerica delle prove su paratie vincolate non è in grado di riprodurre esattamente le accelerazioni misurate nello strato di sabbia, in quanto il modello numerico non tiene conto della presenza del contenitore ESB; parte dei fenomeni di amplificazione osservati durante i terremoti EQ2 e EQ4, infatti, sembra siano associati al fatto che la frequenza nominale delle sollecitazioni dinamiche imposte è prossima alla frequenza fondamentale di vibrazione del contenitore. Secondo la procedura adottata (vedi Paragrafo 5.4.4), le accelerazioni applicate ai nodi posti alla base della *mesh*, durante gli eventi EQ2 e EQ4, sono state amplificate di 1.3 rispetto a quelle misurate durante la prova (Fig. 5.31a e 5.33a).

Le accelerazioni calcolate a metà dello strato (A5) sono sempre in ottimo accordo con i dati sperimentali. Anche le accelerazioni in superficie (A6) durante i terremoti EQ1, EQ3 e EQ5, sono in buon accordo con quelle misurate in centrifuga; tuttavia, sebbene le massime accelerazioni nel modello fisico e in quello numerico siano le stesse, durante gli eventi EQ2 e EQ4 la storia temporale è molto diversa. Come mostrato nel seguito, l'impossibilità di riprodurre esattamente la propagazione delle accelerazioni nello strato di sabbia influisce inevitabilmente sulla capacità del modello di riprodurre il comportamento delle paratie, osservato nel modello fisico durante la prova.

Le storie temporali dei momenti flettenti calcolati nelle due paratie durante il primo evento sismico (EQ1) sono in perfetto accordo con le misure fornite dai due *strain gauge* (SG3), sia in termini di massime sollecitazioni previste, sia per quanto riguarda i valori residui registrati al termine del terremoto (Fig. 5.30d,e). Durante l'evento EQ2, invece, sia il massimo momento flettente misurato, sia quello residuo, corrispondono a circa il 70 % di quelli calcolati nella paratia destra (Fig. 5.31d), e all'85 % nella paratia sinistra (Fig. 5.31e). Analogamente, anche durante il terremoto EQ4 le massime variazioni di

sollecitazione, misurate durante l'evento, sono pari a circa il 70 % di quelle calcolate, nella paratia destra, e al 50 % nella paratia sinistra (Fig. 5.33e). Durante i terremoti EQ3 e EQ5, invece, le storie temporali dei momenti flettenti calcolati sono decisamente in buon accordo con quelle misurate, dal momento che le differenze osservate nelle Figure 5.32e e 5.34e sono principalmente associate ai valori del momento residuo calcolato al termine dei due eventi EQ2 e EQ4.

Per quanto riguarda le storie temporali delle forze assiali nel puntone, infine, in tutti gli eventi sismici i massimi valori di ΔN calcolati sono significativamente maggiori di quelli misurati durante la prova; tuttavia, almeno per i primi terremoti, i valori di ΔN al termine dell'evento sono in buon accordo con i dati sperimentali. Inoltre, anche nelle simulazioni numeriche, come già osservato per il modello fisico (vedi Paragrafo 4.6.1), la frequenza con cui varia nel tempo la forza assiale nel puntone è doppia rispetto a quella con cui variano i momenti flettenti nelle paratie e le accelerazioni nel terreno.

Comportamento delle paratie vincolate

Per illustrare il comportamento esibito dalle paratie vincolate durante un evento sismico, è possibile osservare quanto avviene in prossimità dello scavo, durante gli istanti temporali in cui l'accelerazione all'interno dello strato di sabbia attinge il suo valore massimo o minimo. Di particolare interesse è individuare quali sono i principali meccanismi che determinano l'incremento delle sollecitazioni negli elementi strutturali e l'eventuale accumulo di spostamenti da parte delle paratie.

La Figura 5.35 mostra la distribuzione delle tensioni orizzontali negli elementi di terreno al contatto con la paratia destra (Fig. 5.35a), e il momento flettente (Fig. 5.35b) e gli spostamenti della paratia (Fig. 5.35c), calcolati al termine della fase statica e durante due istanti temporali dell'evento EQ1, rispettivamente $t_1 = 2.46\text{ s}$ e $t_2 = 20\text{ s}$ (fine del terremoto). Sono inoltre riportate le storie temporali (EQ1) della forza assiale nel puntone (Fig. 5.35d), dello spostamento della paratia destra, calcolato nel nodo 117 posto a 4 m dalla superficie del modello (Fig. 5.35e), e dell'accelerazione orizzontale calcolata nel nodo A6, posto in condizioni di campo libero, in prossimità del piano campagna (Fig. 5.35f).

All'istante t_1 , l'accelerazione orizzontale nello strato di terreno attinge il suo valore massimo; di conseguenza, si ha un incremento della spinta agente a monte della paratia e, contemporaneamente, la paratia subisce spostamenti, mobilitando parte della resistenza passiva disponibile nel terreno a valle. Il notevole incremento della forza assiale nel puntone, per $t = t_1$, è associato in parte all'incremento della tensione orizzontale a monte della paratia destra e, in parte, al fatto che gli spostamenti del sistema paratie+puntone tendono a mobilitare la resistenza passiva del terreno a monte della paratia sinistra, in corrispondenza del sistema di contrasto. Questo costituisce una sostanziale differenza rispetto a quanto osservato nelle prove su paratie vincolate, dove il comportamento delle due pareti durante l'evento sismico, se disposte sufficientemente lontane l'una dall'altra, è sostanzialmente indipendente.

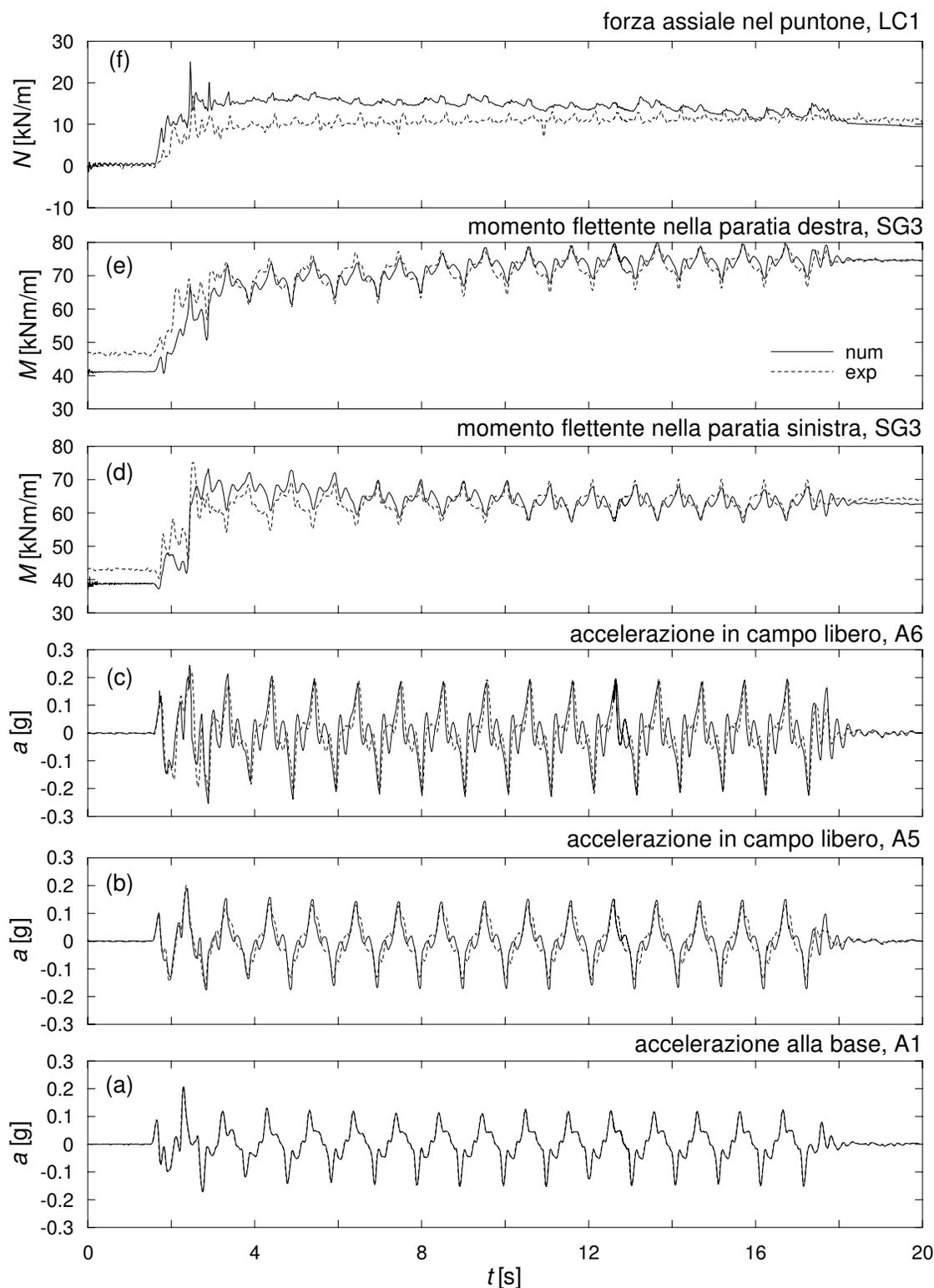


Figura 5.30: Prova PW2, terremoto EQ1: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello, (b) a metà dello strato di sabbia e (c) in prossimità della superficie, in condizioni di campo libero; del momento flettente nella paratia (d) sinistra e (e) destra, alla quota $z = 3.5$ m dal piano campagna; (f) della forza assiale nel puntone. Confronto tra dati sperimentali e previsioni numeriche.

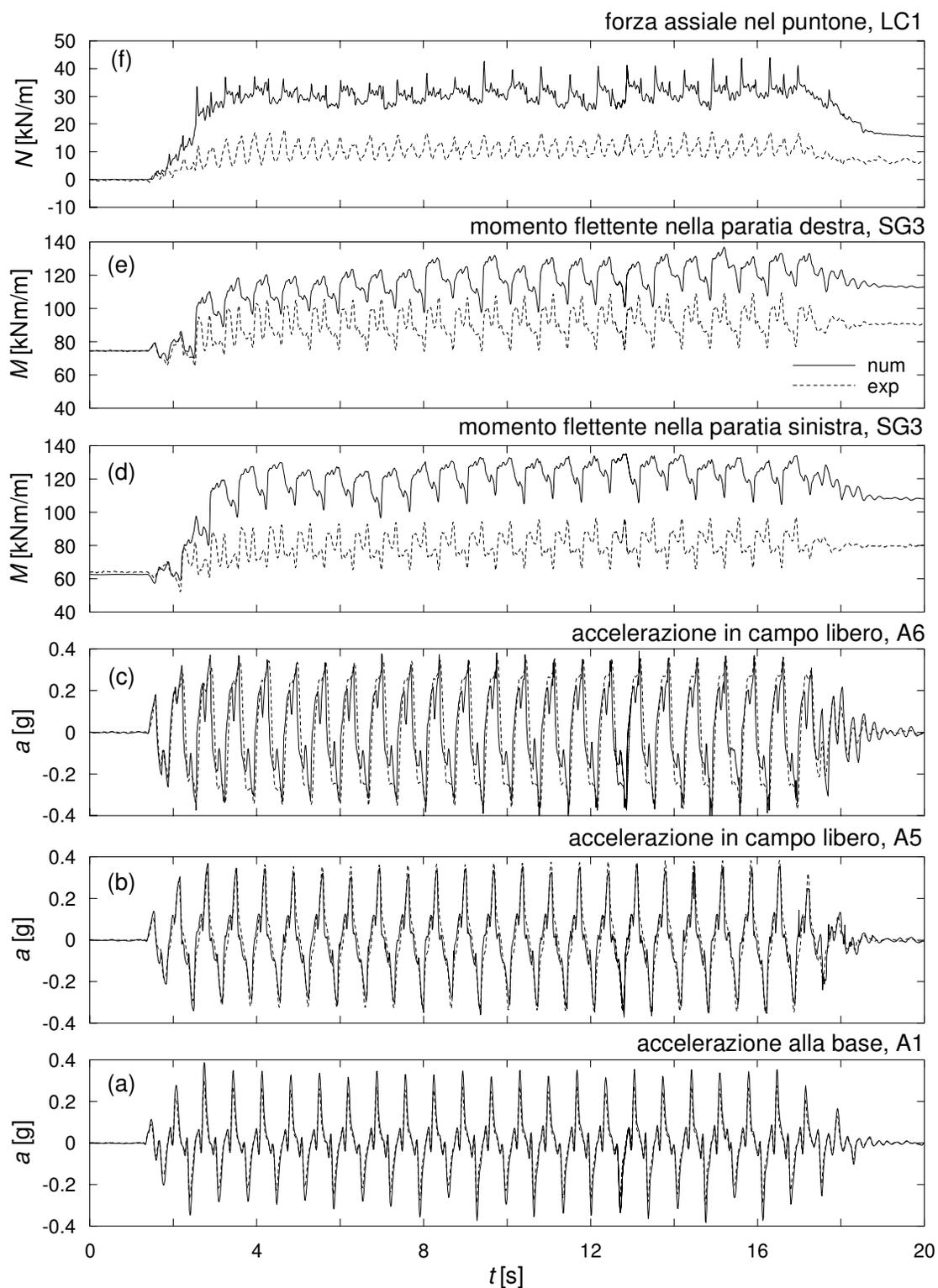


Figura 5.31: Prova PW2, terremoto EQ2: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello, (b) a metà dello strato di sabbia e (c) in prossimità della superficie, in condizioni di campo libero; del momento flettente nella paratia (d) sinistra e (e) destra, alla quota $z = 3.5$ m dal piano campagna; (f) della forza assiale nel puntone. Confronto tra dati sperimentali e previsioni numeriche.

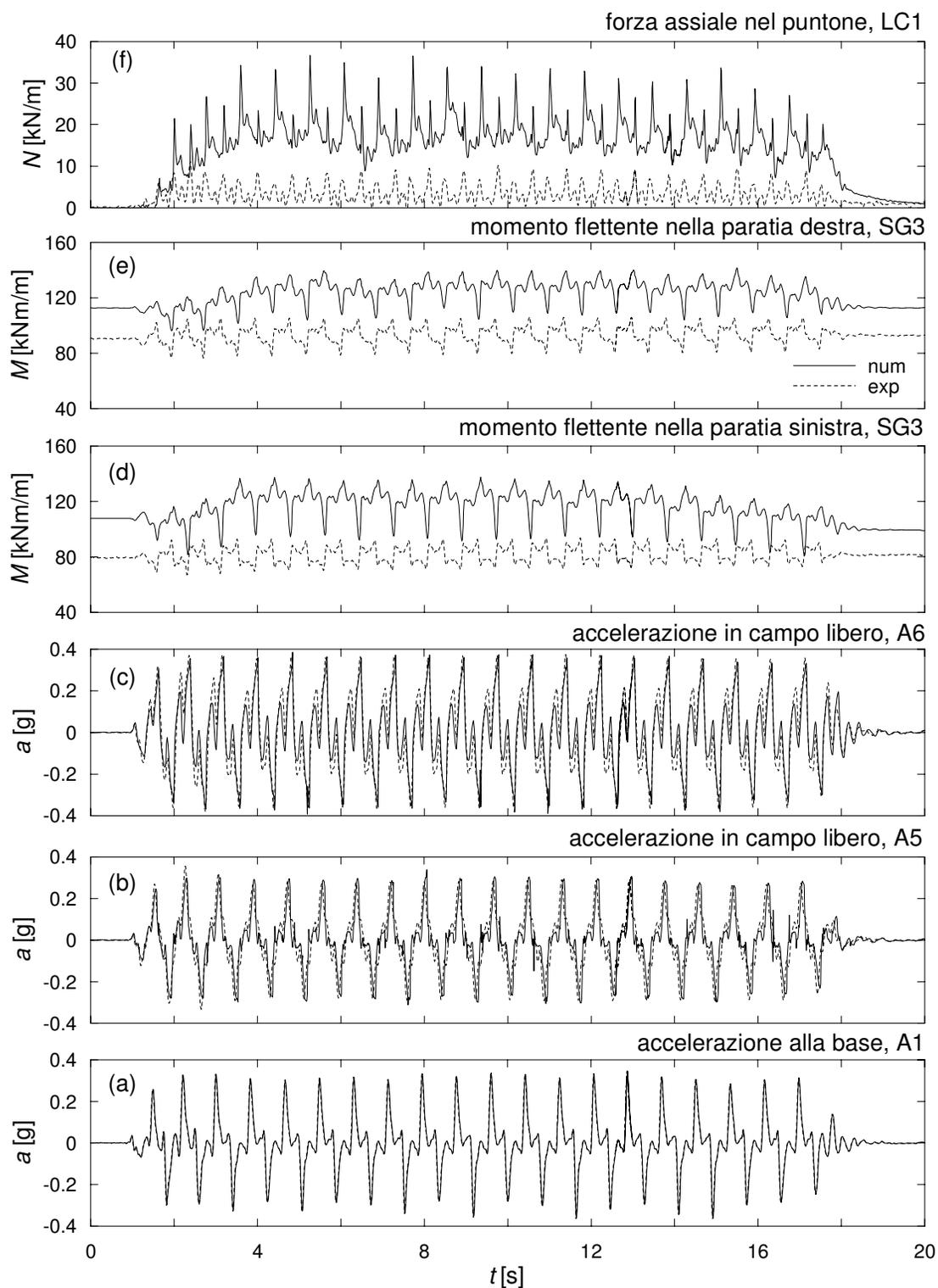


Figura 5.32: Prova PW2, terremoto EQ3: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello, (b) a metà dello strato di sabbia e (c) in prossimità della superficie, in condizioni di campo libero; del momento flettente nella paratia (d) sinistra e (e) destra, alla quota $z = 3.5$ m dal piano campagna; (f) della forza assiale nel puntone. Confronto tra dati sperimentali e previsioni numeriche.

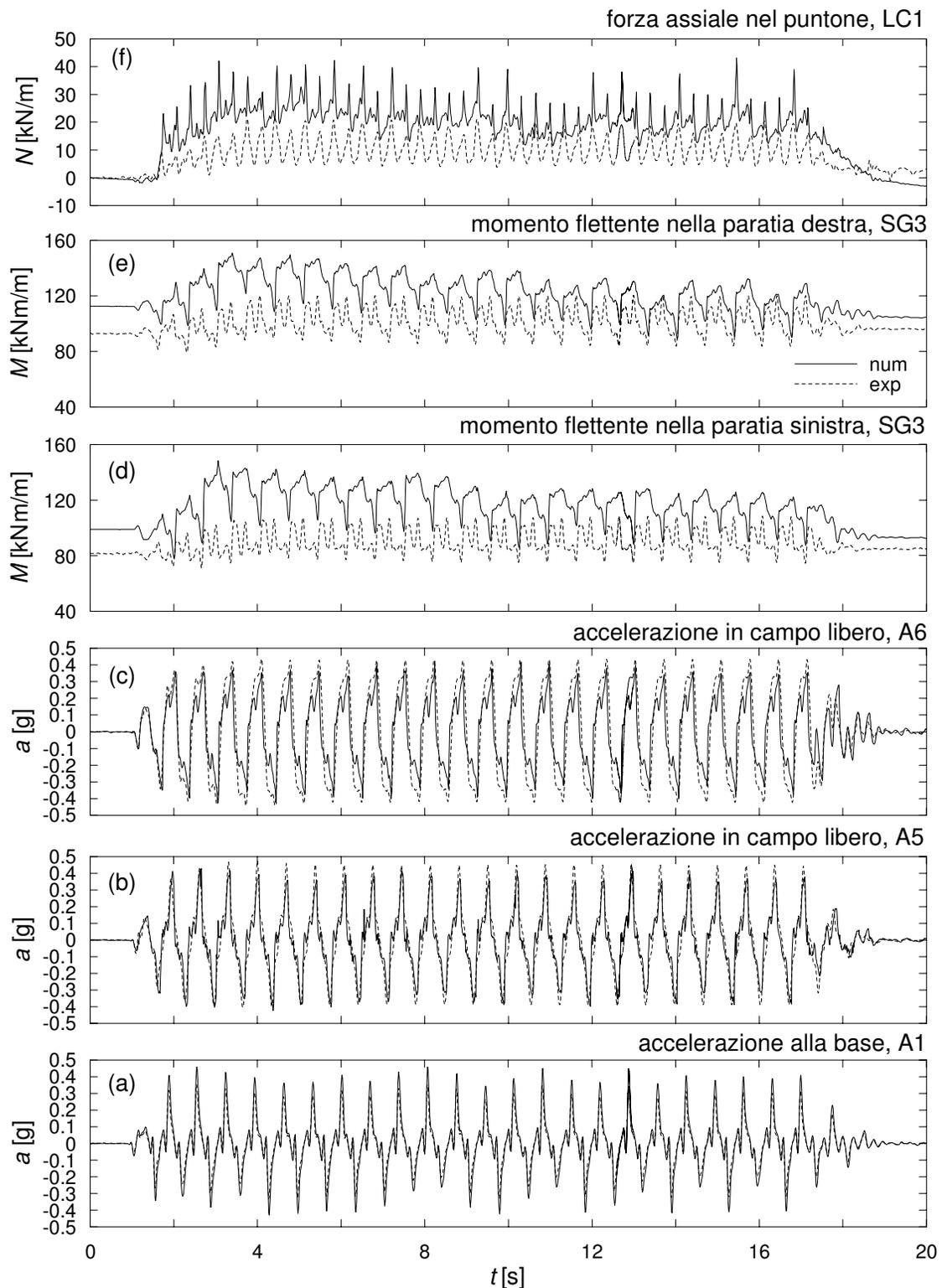


Figura 5.33: Prova PW2, terremoto EQ4: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello, (b) a metà dello strato di sabbia e (c) in prossimità della superficie, in condizioni di campo libero; del momento flettente nella paratia (d) sinistra e (e) destra, alla quota $z = 3.5$ m dal piano campagna; (f) della forza assiale nel puntone. Confronto tra dati sperimentali e previsioni numeriche.

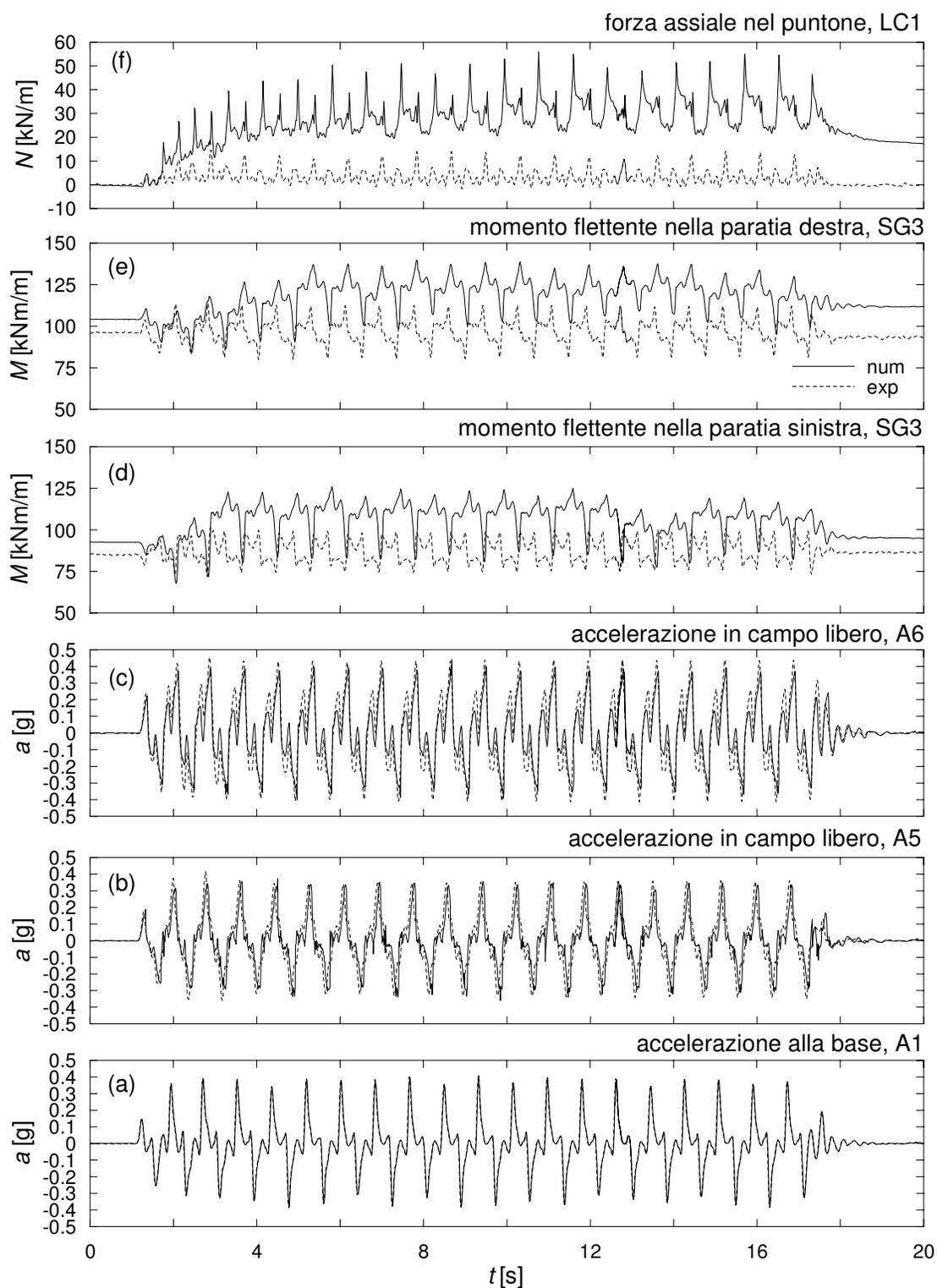


Figura 5.34: Prova PW2, terremoto EQ5: storia temporale delle accelerazioni (a) alla base del modello, (b) a metà dello strato di sabbia e (c) in prossimità della superficie, in condizioni di campo libero; del momento flettente nella paratia (d) sinistra e (e) destra, alla quota $z = 3.5$ m dal piano campagna; (f) della forza assiale nel puntone. Confronto tra dati sperimentali e previsioni numeriche.

Come precedentemente mostrato (Fig. 5.30), i momenti calcolati sono, in ogni istante, in buon accordo con quelli misurati, sebbene la forza assiale prevista dalla simulazione numerica, in particolare per $t = t_1$, sia decisamente maggiore di quella misurata (i valori della forza assiale nel puntone, all'istante $t_1 = 2.46$ s sono rispettivamente pari a $N = 73$ kN/m nel modello numerico e $N = 42$ kN/m in quello fisico). Questo comportamento è dovuto al fatto che la variazione dello stato tensionale in superficie, e il conseguente incremento dello sforzo normale nel puntello, complessivamente non influiscono significativamente sullo stato di sollecitazione nella paratia.

Al termine del terremoto, lo spostamento della paratia è caratterizzato da una prevalente rotazione rigida intorno al sistema di contrasto. Le tensioni orizzontali a monte della parete sono maggiori rispetto a quelle calcolate in condizioni statiche, tranne che nel primo metro dal piano campagna, mentre negli elementi di terreno a valle si ha una distribuzione pressochè lineare della tensione orizzontale: complessivamente, lo stato tensionale nel terreno è più lontano dalle condizioni di stato limite. L'incremento delle tensioni orizzontali nel terreno, e l'abbassamento del baricentro della distribuzione delle tensioni di contatto a valle, determinano un incremento permanente delle sollecitazioni negli elementi strutturali al termine del terremoto.

Forze assiali nei puntoni

La Figura 5.36 mostra il confronto tra le storie temporali della forza assiale nel puntone, calcolate (Fig. 5.36a) e misurate (5.36b) durante la prova; in particolare, sono riportati gli incrementi ΔN relativi ai soli transitori dinamici. I valori della forza assiale al termine della fase statica sono rispettivamente pari a 26.8 kN/m nel modello fisico e a 48.8 kN/m in quello numerico. Questa differenza è probabilmente associata a due diversi fattori: un iniziale assestamento, nel modello fisico, del sistema di giunzione adottato per connettere il puntone alla paratia (la paratia si sposta in corrispondenza del puntello, senza che la cella di carico misuri variazioni di tensione); e una sovrastima, nel modello numerico, della densità relativa, e quindi della resistenza passiva, della sabbia posta in superficie in corrispondenza del puntone. Non sembra, invece, che tale differenza possa essere associata a un'errata valutazione della rigidità del puntone stesso; analisi numeriche svolte riducendo la rigidità del puntone, infatti, non hanno condotto ad un significativo miglioramento della previsione della forza assiale nel sistema di contrasto.

Come già osservato, i valori massimi di ΔN calcolati sono decisamente più grandi rispetto a quelli misurati. Ad ogni modo, almeno durante i primi quattro eventi dinamici, il comportamento previsto dal modello numerico corrisponde a quello osservato nel modello fisico: durante i terremoti EQ1 e EQ2 si ha un notevole incremento della forza assiale nel puntone, mentre gli eventi EQ3 e EQ4 non producono variazioni permanenti significative della sollecitazione. Alla fine dell'evento EQ5, invece, il valore di ΔN fornito dalla simulazione numerica è pari a circa 16 kN/m, mentre nel modello fisico non si osservano variazioni permanenti della forza assiale al termine della prova.

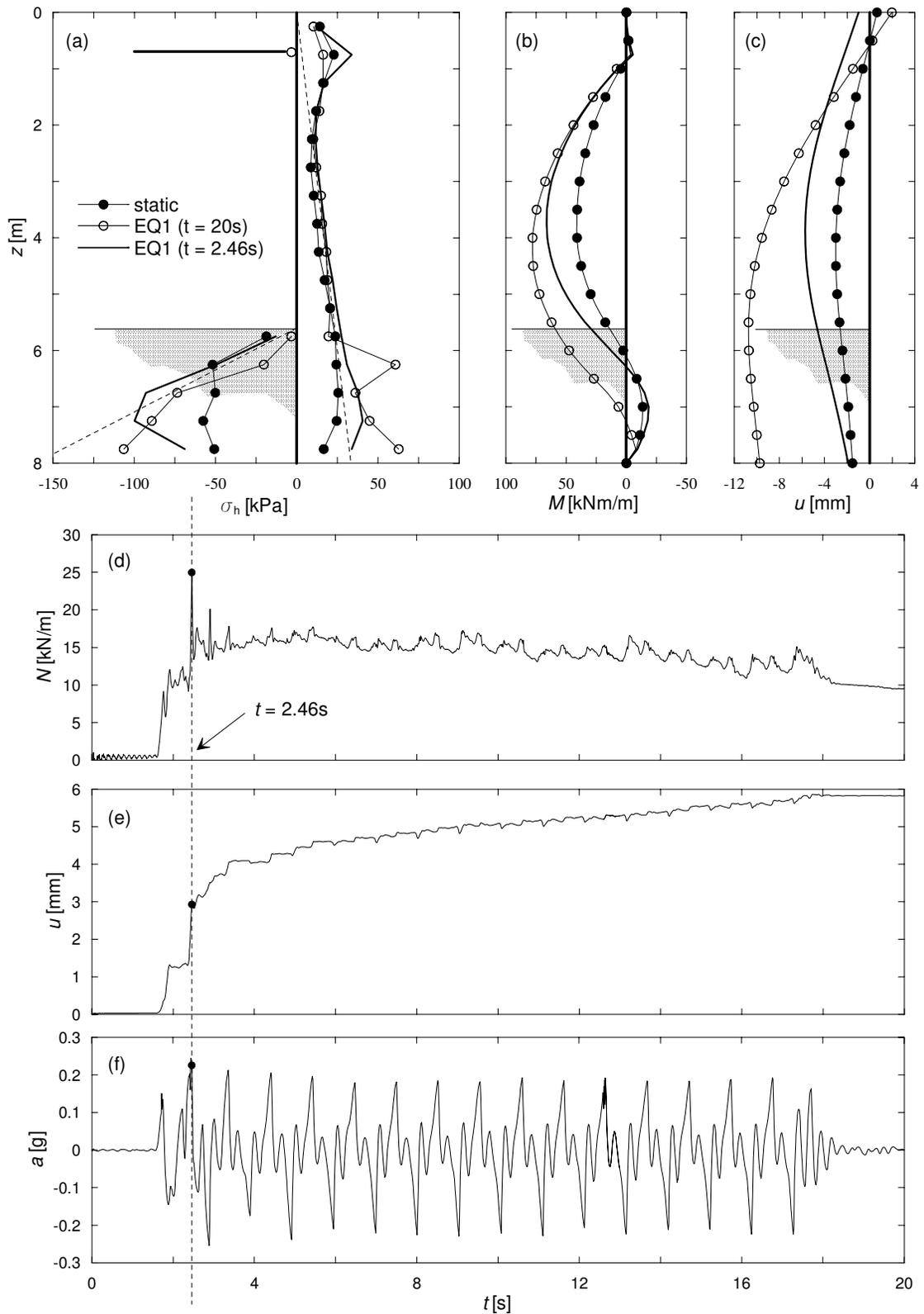


Figura 5.35: Prova PW2, terremoto EQ1. Distribuzione (a) delle tensioni orizzontali negli elementi di terreno al contatto con la paratia sinistra, (b) del momento flettente e (c) degli spostamenti orizzontali della paratia sinistra, al termine della fase statica e dell'evento EQ1 ($t = 20$ s) e all'istante $t_1 = 2.46$ s. Storie temporali (a) della forza assiale nel puntone, (b) dello spostamento orizzontale della paratia sinistra alla quota $z = 4$ m (nodo 117), (c) dell'accelerazione orizzontale nel terreno, in prossimità della superficie (nodo A6)

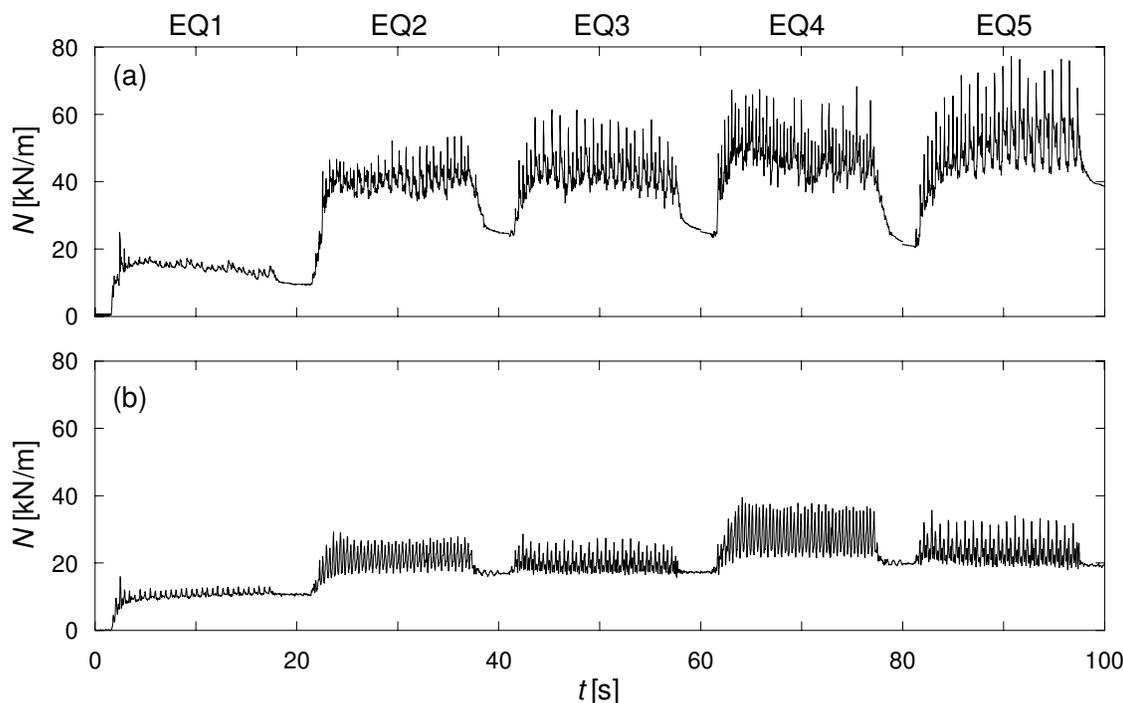


Figura 5.36: Prova PW2: forza assiale nel puntone durante i cinque eventi sismici. (a) Previsioni numeriche e (b) misure sperimentali

Momenti flettenti nelle paratie

La Figura 5.37 mostra i momenti flettenti misurati nelle due paratie al termine della fase statica e dei cinque terremoti (Fig. 5.37a), e quelli calcolati nella simulazione numerica (Fig. 5.37b).

Al termine della fase statica, si ha una differenza di circa il 10% tra i massimi valori della sollecitazione calcolati e quelli misurati, mentre le massime differenze si hanno al di sotto della quota del fondo scavo, probabilmente a causa di una errata valutazione dello stato di addensamento del terreno tra le due paratie. Alla fine degli eventi EQ1 e EQ2 si ha un significativo incremento del momento flettente nelle due paratie; tuttavia, come già osservato nella Figura 5.31, la simulazione numerica sovrastima i valori di M al termine del terremoto EQ2. Durante gli eventi successivi, nel modello fisico si hanno solo modesti incrementi del momento flettente, pari al 5% e al 10%, rispettivamente nella paratia destra e in quella sinistra, mentre nel modello numerico si osservano modeste riduzioni della sollecitazione, pari al 8% e al 15%, rispettivamente nella paratia destra e in quella sinistra. Sia nel modello fisico sia nella simulazione numerica, quindi, il momento flettente relativo al terremoto EQ2 coincide, con buona approssimazione, alla massima sollecitazione residua registrata nelle due paratie nel corso della prova.

Sebbene, durante l'evento EQ2, le sollecitazioni calcolate nelle due paratie siano più grandi di quelle misurate, in generale i momenti flettenti previsti dalla simulazione numerica sono in buon accordo con quelli relativi al modello fisico, nonostante le sostanziali

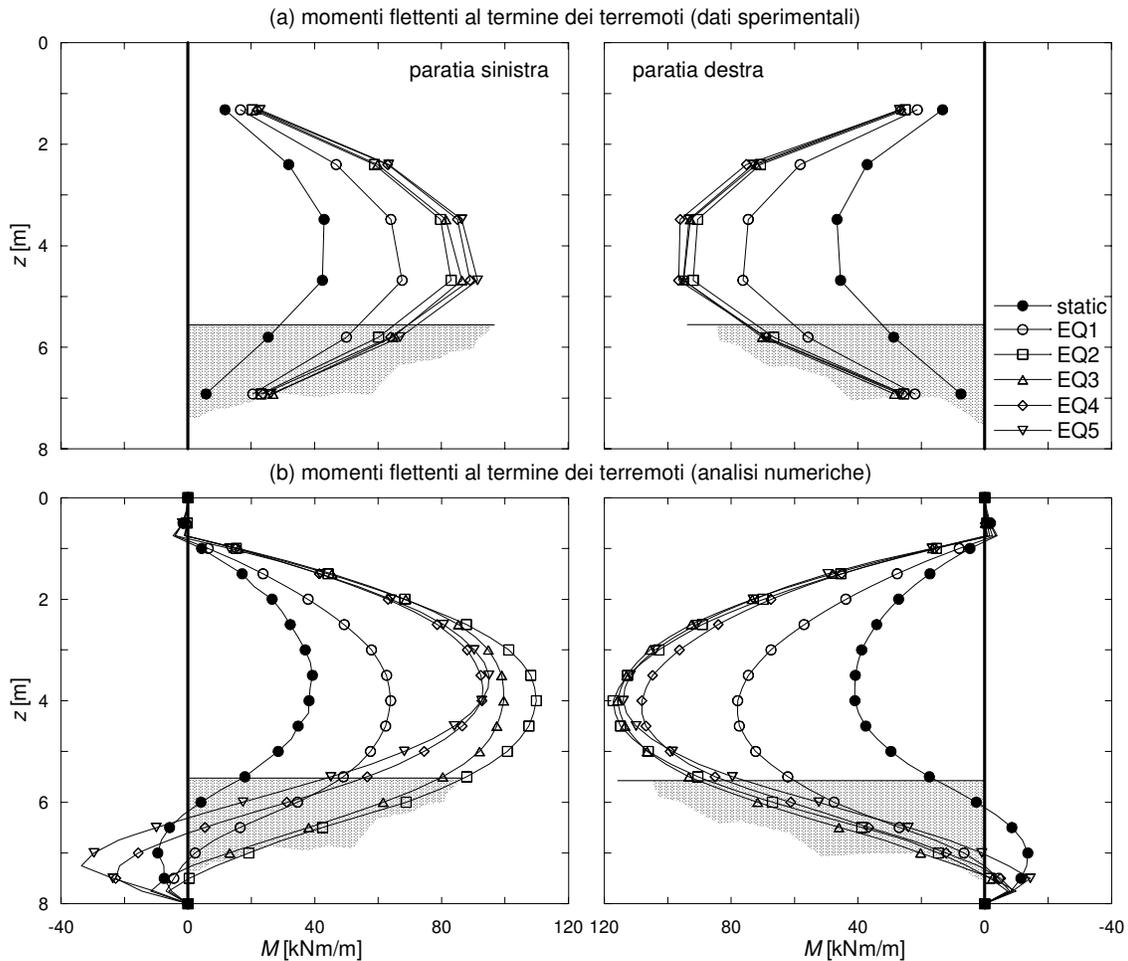


Figura 5.37: Prova PW2: momenti flettenti nelle due paratie al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici (residui). (a) Misure sperimentali e (b) previsioni numeriche

differenze osservate in termini di forza assiale nel puntone. Come già osservato, questo è dovuto al fatto che la sollecitazione nel puntello dipende in modo cruciale dalla tensione orizzontale nel terreno a monte della paratia, in corrispondenza del sistema di contrasto, ma eventuali variazioni dello stato tensionale in questa zona non influiscono in modo rilevante sul momento flettente calcolato nella paratia.

Spostamenti delle paratie

La Figura 5.38 mostra la distribuzione degli spostamenti della paratia destra al termine della fase statica e dei cinque terremoti applicati durante la fase dinamica, ricostruita sulla base dei dati sperimentali (Fig. 5.38a) e calcolata a partire dai risultati dell'analisi numerica (Fig. 5.38b).

Al termine della fase statica, lo spostamento misurato all'estremità inferiore della paratia è pari a circa 20 mm, mentre quello calcolato numericamente è pari 2 mm; come già osservato per la prova CW1, questa differenza può essere associata ad un'errata valutazione

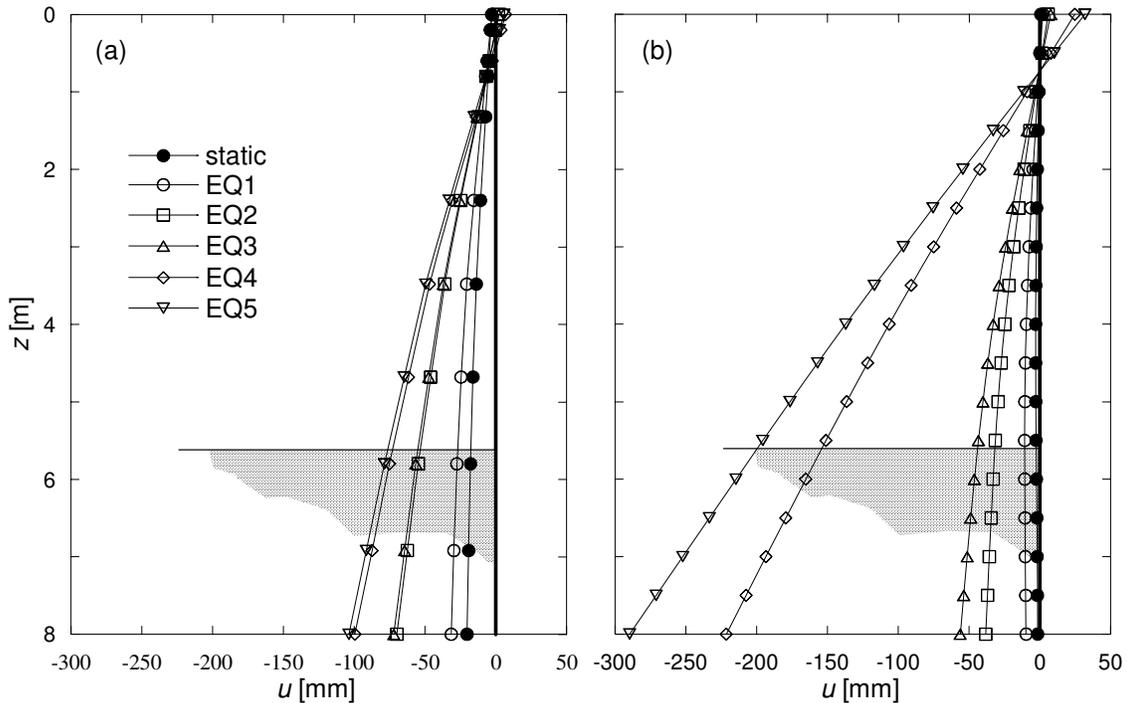


Figura 5.38: Prova PW2: spostamenti orizzontali della paratia destra al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici (permanenti). (a) Dati sperimentali e (b) previsioni numeriche

della rigidezza del terreno durante la simulazione della fase statica.

Gli incrementi di spostamento, Δu , relativi agli eventi sismici EQ1 e EQ2, sempre in corrispondenza dell'estremità inferiore, sono rispettivamente pari a 11 mm e 38 mm nel modello fisico, e a 8 mm e 28 mm in quello numerico: gli spostamenti calcolati in queste due fasi, quindi, corrispondono a circa il 75 % di quelli misurati. Durante i terremoti successivi, il comportamento osservato in centrifuga e quello previsto dal modello numerico sono significativamente differenti. Nel modello fisico, l'incremento di spostamento relativo all'evento EQ4 è pari a 27 mm, ossia corrisponde al 72 % di quello misurato al termine del terremoto EQ2; inoltre, durante gli eventi EQ3 e EQ5, la paratia non accumula spostamenti significativi. Nel modello numerico, invece, gli incrementi di spostamento calcolati sono rispettivamente pari a 18 mm per il terremoto EQ3, 165 mm per EQ4 e 68 mm per EQ5.

La Tabella 5.5 riporta i valori dell'intensità di Arias relativa alle storie temporali dell'accelerazione nel nodo A6 (in prossimità della superficie, in condizioni di campo libero), calcolata durante la simulazione numerica dei cinque eventi dinamici. Sono inoltre riportati i valori di I_a calcolati per le accelerazioni misurate nel modello fisico (A6) e gli incrementi di spostamento relativi all'estremità inferiore della paratia destra. È possibile osservare che la differenza tra l'entità degli spostamenti calcolati e di quelli misurati non è giustificabile in termini di accelerazioni all'interno del modello numerico, che, al contrario, sono caratterizzate da un'intensità di Arias più piccola rispetto a quella relativa alle ac-

Tabella 5.5: Prova PW2: intensità di Arias, I_a , calcolata per la storia temporale delle accelerazioni orizzontali nel terreno, in prossimità della superficie in condizioni di campo libero (A6), e incremento di spostamento, Δu , calcolato in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia destra durante ciascun evento sismico. Dati sperimentali e valori numerici.

EQ	modello fisico		modello numerico	
	I_a [m/s]	Δu [mm]	I_a [m/s]	Δu [mm]
1	2.09	11	2.12	8
2	14.43	38	8.84	28
3	9.87	2	7.30	18
4	22.61	27	10.77	165
5	13.41	4	8.49	68

celerazioni misurate in centrifuga. È probabile, quindi, che per gli elementi di terreno tra le paratie, nei quali si ha una completa mobilitazione della resistenza disponibile durante i terremoti più intensi, la rigidità prevista dal modello costitutivo adottato sia troppo bassa rispetto a quella effettivamente esibita dalla sabbia. Inoltre, è probabile che anche la variabilità dello stato di addensamento della sabbia in prossimità delle paratie - in particolare, l'incremento di densità relativa al piede, dovuto all'infissione delle piastre di alluminio - non considerata nel modello numerico, influisca sulla capacità della simulazione di riprodurre gli stessi spostamenti misurati in centrifuga.

Tensioni orizzontali nel terreno

La Figura 5.39 mostra la distribuzione delle tensioni orizzontali negli elementi di terreno a contatto con le due paratie, al termine della fase statica e dei cinque eventi dinamici simulati. Inoltre, sono riportate (linee tratteggiate) le distribuzioni teoriche delle tensioni orizzontali nel terreno in condizioni di stato limite attivo (monte) e passivo (valle), calcolate con le relazioni proposte da Lancellotta (2002), in riferimento alla condizione statica ($k_h = 0$), e per valori dell'angolo di attrito nel terreno $\phi = 32^\circ$, e dell'angolo di attrito al contatto tra paratia e terreno $\delta = 12^\circ$.

Al termine della fase statica, la tensione orizzontale a monte della paratia ha una distribuzione pressochè lineare per una profondità dal piano campagna compresa tra 2 m e 8 m, ma si mantiene al di sotto del valore teorico calcolato per $\phi = \phi_{cr}$, poichè gli spostamenti subiti dalle paratie non sono ancora sufficienti a mobilitare nel terreno la resistenza relativa alle condizioni di stato critico; per $0 \text{ m} \leq z \leq 2 \text{ m}$, invece, si ha un incremento della tensione orizzontale, chiaramente dovuto alla presenza del sistema di contrasto. A valle della paratia, la tensione orizzontale si trova in condizioni di stato limite passivo fino a circa 0.5 m dal fondo dello scavo, e si mantiene poi costante fino al piede delle paratie. Come già osservato per la simulazione delle paratie a sbalzo, lo stato tensionale nel terreno in prossimità dello scavo, in condizioni statiche, dipende dalle

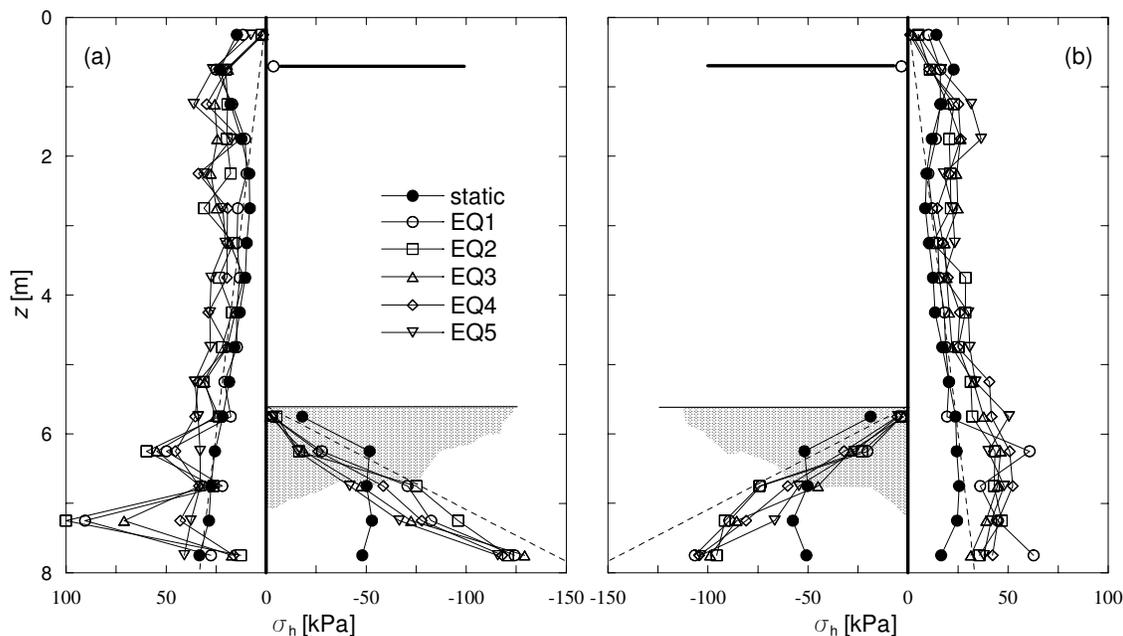


Figura 5.39: Prova PW2: tensioni orizzontali negli elementi di terreno a contatto con la paratia (a) sinistra e (b) destra, calcolate al termine della fase statica e dei cinque eventi sismici

modalità di preparazione del modello e di esecuzione della prova, ma non è dissimile da quello calcolato da altri autori in riferimento alla realizzazione di uno scavo ideale in un terreno granulare omogeneo (*e.g.* Callisto *et al.*, 2008).

Al termine del terremoto EQ1, la distribuzione delle tensioni orizzontali a valle della paratia è quasi lineare; rispetto alla condizione iniziale statica, gli elementi di terreno al di sotto del fondo scavo sono più lontani dalle condizioni di stato limite passivo, mentre, più in basso, il terreno si trova più vicino alle condizioni passive.

Durante il terremoto EQ2, si ha un significativo incremento della tensione orizzontale a monte della paratia, dove, quindi, lo stato tensionale si allontana ulteriormente dalle condizioni di stato limite attivo. Questa distribuzione delle tensioni di contatto corrisponde al massimo valore del momento flettente residuo calcolato nelle due paratie.

Al termine degli eventi EQ3 e EQ4, non si hanno variazioni significative dello stato tensionale nel terreno, sia a monte sia a valle, mentre il terremoto EQ5 determina un incremento della tensione orizzontale a monte della paratia, almeno fino a una profondità $z = 2$ m dal piano campagna. Questo giustifica quanto osservato in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali: dopo il terremoto EQ2, non si hanno variazioni significative del momento flettente nelle paratie, mentre la forza assiale nel puntello risulta aumentata al termine dell'evento EQ5.

Discussione dei risultati

Come già osservato in merito alle prove sui modelli di paratie a sbalzo, i risultati forniti dalla simulazione numerica non sono in perfetto accordo con i dati sperimentali disponibili.

Le differenze si hanno sia in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali, sia in termini di spostamenti delle paratie. In particolare, sebbene i valori calcolati per i momenti flettenti nelle paratie siano in buon accordo con i dati sperimentali, dal punto di vista sia qualitativo sia quantitativo, i massimi valori previsti per la forza assiale nel puntone sono sempre troppo elevati rispetto a quelli misurati; inoltre, al termine dell'ultimo evento sismico (EQ5), nel modello numerico si ha un significativo incremento della sollecitazione residua nel puntello, che non è osservato nel modello fisico. Tuttavia, le maggiori discrepanze si hanno in termini di spostamenti delle paratie: gli spostamenti calcolati durante i primi due eventi sismici (EQ1 e EQ2) sono in buon accordo con quelli misurati, mentre quelli relativi ai terremoti successivi sono significativamente più grandi rispetto a quelli osservati in centrifuga; inoltre, mentre nel modello fisico gli spostamenti accumulati dalla paratia destra durante gli eventi EQ3 e EQ5 sono sostanzialmente trascurabili, quelli previsti dalla simulazione numerica sono più grandi di quelli accumulati durante gli eventi EQ1 e EQ2 rispettivamente.

In parte, le differenze riscontrate sono dovute al fatto che il modello numerico non riproduce esattamente il modello fisico realizzato; ad esempio, nel caso delle prove realizzate a 40 g, la scelta di non modellare i bordi del contenitore ESB comporta che le accelerazioni calcolate nello strato di sabbia siano anche significativamente differenti da quelle misurate in centrifuga. In parte, l'incertezza nella definizione di alcune costanti del modello costitutivo adottato per il terreno può condurre ad una errata valutazione della rigidità della sabbia e, quindi, degli spostamenti accumulati dalle paratie durante l'evento sismico. Infine, anche una definizione più realistica delle condizioni iniziali, ad esempio lo stato di addensamento della sabbia in prossimità dello scavo, può influire sulle capacità previsionali dei modelli numerici realizzati.

Durante i terremoti EQ1 e EQ2, la redistribuzione delle tensioni orizzontali negli elementi di terreno e il contemporaneo accumulo di spostamenti da parte delle paratie determinano un incremento permanente delle sollecitazioni negli elementi strutturali. Durante i transitori dinamici successivi, per i quali non si hanno sostanziali variazioni dello stato tensionale nel terreno al contatto con le paratie, le strutture di sostegno accumulano eventuali spostamenti senza che si registrino incrementi del momento flettente. Per questi eventi, quindi, lo schema teorico del blocco rigido di Newmark (vedi Paragrafo 2.2.3) sembra perfettamente applicabile; tuttavia, sebbene il minimo valore dell'accelerazione critica per le paratie vincolate, calcolato con il metodo dell'equilibrio limite (vedi Paragrafo 4.8), sia pari a 0.49 g, in tutti i terremoti durante i quali la paratia destra accumula spostamenti, sia nel modello numerico sia in quello fisico, le accelerazioni massime calcolate in superficie sono inferiori a tale valore (Tab. 4.3). In altri termini, secondo il metodo pseudostatico, per le accelerazioni registrate durante questi eventi la paratia non si trova in condizioni di equilibrio limite e, quindi, non accumula spostamenti.

Il fatto che i valori teorici dell'accelerazione critica siano molto più grandi rispetto a quelli sperimentali o numerici è dovuto alla distribuzione delle tensioni di contatto a

monte della paratia. Infatti, mentre nel metodo dell'equilibrio limite si assume che il terreno sia in condizioni di stato limite attivo e che, quindi, la distribuzione delle tensioni orizzontali sia triangolare, i risultati forniti dalla simulazione numerica mostrano che le tensioni di contatto a monte della paratia, in prossimità della superficie ($0 \text{ m} \leq z \leq 2 \text{ m}$), sono significativamente più grandi di quelle corrispondenti allo stato limite attivo. Questa distribuzione è dovuta in parte al cinematismo della paratia, costituito prevalentemente da rotazioni rigide intorno al sistema di contrasto, e in parte al fatto che il comportamento delle due paratie durante l'evento sismico non è indipendente, per effetto della presenza del puntone.

5.6 Modello pseudostatico di paratia a sbalzo

L'analisi dei dati sperimentali relativi alle prove in centrifuga sui modelli di paratie a sbalzo, e la successiva elaborazione dei risultati forniti dalle simulazioni numeriche, hanno mostrato alcuni importanti aspetti del comportamento di tali opere in condizioni dinamiche. Questi aspetti, in parte già osservati da altri autori, sono di seguito riassunti:

- durante eventi dinamici di moderata intensità la paratia accumula spostamenti e, contemporaneamente, si ha un significativo incremento dei momenti flettenti. Nei modelli fisici realizzati in centrifuga (vedi anche Madabhushi e Zeng, 2007), gli spostamenti misurati sembrano associati prevalentemente a rotazioni rigide della parete, mentre nei modelli numerici gli spostamenti calcolati sono dovuti sia a rotazioni rigide della paratia sia a una deformata di tipo flessionale della stessa;
- quando la resistenza disponibile nel terreno a valle della paratia risulta interamente mobilitata, la paratia accumula spostamenti senza che vi siano ulteriori incrementi delle sollecitazioni flettenti.
- la variazione dello stato tensionale indotta nel terreno durante un terremoto, e in particolare la progressiva mobilitazione della resistenza nel terreno a valle, determinano un aumento dell'accelerazione critica, a_c , della paratia; ne consegue che, se un dato evento sismico si verifica dopo un terremoto di intensità maggiore, non produce spostamenti nè incrementi del momento flettente nella parete. In generale, quindi, l'accumulo di spostamenti permanenti e lo sviluppo di sollecitazioni residue nelle paratie, non dipendono solamente dall'intensità dell'evento corrente, ma, più in generale, dall'intera storia delle sollecitazioni di cui l'opera ha avuto esperienza (vedi anche Zeng, 1990);
- i valori dell'accelerazione critica a_c , da utilizzare nel metodo di Newmark per avere una stima ragionevole degli spostamenti accumulati dalla paratia durante un evento sismico, sono sempre più piccoli di quelli calcolati con i metodi dell'equilibrio limite (vedi anche Callisto e Soccodato, 2007; Psarropoulos e Paolucci, 2007).

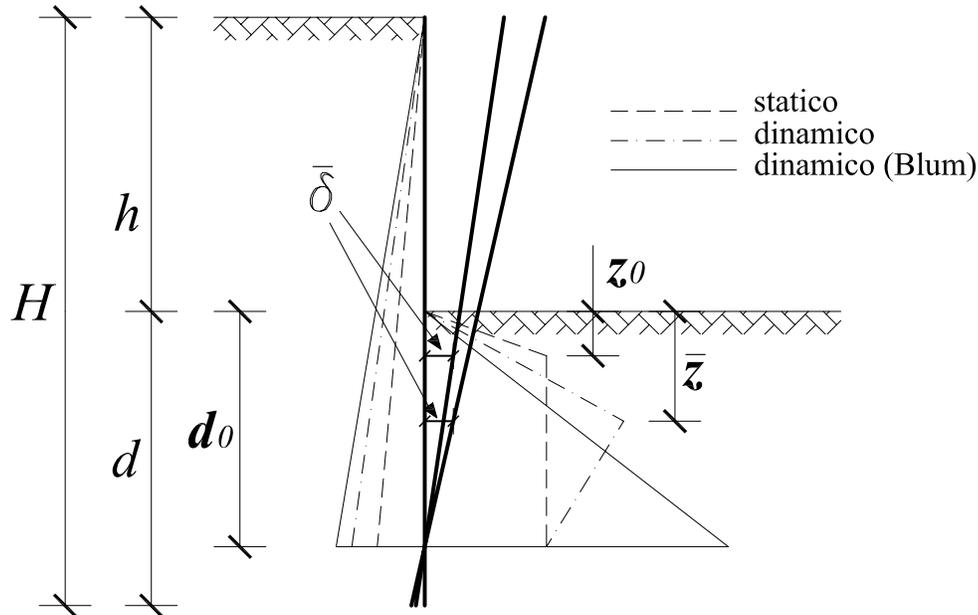


Figura 5.40: Schema di paratia a sbalzo: distribuzione delle tensioni orizzontali nel terreno al contatto con la paratia, in condizioni statiche e durante un evento dinamico

Come mostrato nel Capitolo 2, la possibilità di prevedere gli spostamenti subiti da una paratia a seguito di un dato evento sismico è strettamente vincolata ad una scelta accurata dell'accelerazione critica per l'opera; inoltre, i metodi tradizionali dell'equilibrio limite (Blum, 1931; Towhata e Islam, 1987) forniscono valori troppo elevati per l'accelerazione critica e, quindi, non possono essere considerati cautelativi ai fini della previsione degli spostamenti.

Il modello di seguito presentato costituisce una semplice rielaborazione del metodo di Blum per le paratie a sbalzo, in grado di descrivere, almeno qualitativamente, il progressivo aumento dell'accelerazione critica, per effetto degli spostamenti subiti dall'opera durante un evento sismico.

Le ipotesi adottate nel metodo sono quelle del metodo di Blum: (i) la paratia è infinitamente rigida; (ii) il terreno è assimilabile a un mezzo rigido plastico perfetto; (iii) gli spostamenti della paratia sono dovuti a rotazioni rigide intorno a un punto fisso, situato a una profondità $d_0 = 0.8d$ dal fondo dello scavo. Queste ipotesi sono ovviamente semplificative; a partire dalle prove realizzate su modello fisico e numerico, infatti, si è osservato che la componente flessionale degli spostamenti può essere anche rilevante e, inoltre, il punto di controrotazione della paratia può variare durante gli eventi dinamici (generalmente, d_0 è compreso tra $0.6d$ e $0.9d$). Si assume, inoltre, che lo spostamento $\bar{\delta}$, necessario a mobilitare la spinta passiva disponibile a valle della paratia, sia costante; in particolare, si è considerato $\bar{\delta} = 0.01$ m, ossia pari a $\bar{\delta} = H/800$. Per semplicità di calcolo, nel seguito si fa riferimento al caso ideale di assenza di falda.

In condizioni statiche, si assume che la distribuzione delle tensioni orizzontali a valle della paratia sia lineare fino alla profondità z_0 , e pari alla tensione orizzontale in condizioni di stato limite passivo, e si mantenga poi costante fino al punto di controrotazione d_0 . A monte della paratia, invece, si assume che il terreno si trovi in condizioni di stato limite attivo e che, quindi, la distribuzione delle tensioni orizzontali sia triangolare (Fig. 5.40). La distribuzione ipotizzata per le tensioni di contatto è in buon accordo con quella fornita dalle analisi numeriche. Dall'equilibrio a rotazione intorno a d_0 è possibile ricavare il valore della profondità z_0 ; in particolare, l'equazione di equilibrio è data da:

$$\frac{1}{2}\gamma k_a(h + d_0)^2 = \frac{1}{2}\gamma k_p z_0^2(d_0 - 2/3z_0) + \frac{1}{2}\gamma k_p z_0(d_0 - z_0)^2 \quad (5.41)$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno, h è l'altezza di ritenuta della paratia, k_a e k_p sono i coefficienti di spinta in condizioni di stato limite attivo e passivo, calcolati in condizioni statiche con le relazioni in forma chiusa fornite da Lancellotta (2002).

Durante un evento sismico, se l'incremento delle tensioni orizzontali a monte della paratia, indotto dalle azioni inerziali nel terreno, non è equilibrato dalla spinta a valle, la parete ruota, mobilitando progressivamente la resistenza passiva disponibile nel terreno. Nel metodo proposto, si assume che la spinta a monte sia in condizioni di stato limite attivo fino al punto di controrotazione, e che a valle, invece, sia mobilitata interamente la spinta passiva dinamica fino alla profondità \bar{z} e la tensione orizzontale in corrispondenza del punto di controrotazione non vari rispetto alla condizione statica. Noto il valore del coefficiente dinamico k_h , la profondità \bar{z} può essere nuovamente ricavata imponendo l'equilibrio a rotazione della paratia intorno al punto di controrotazione:

$$\frac{1}{2}\gamma K_{AE}(h + d_0)^2 = \frac{1}{2}\gamma K_{PE}\bar{z}^2(d_0 - 2/3\bar{z}) + \frac{1}{6}\gamma(2K_{PE}\bar{z} + k_p z_0)(d_0 - \bar{z})^2 \quad (5.42)$$

dove K_{AE} e K_{PE} sono i coefficienti di spinta in condizioni di stato limite attivo e passivo, calcolati in condizioni dinamiche con le relazioni in forma chiusa fornite da Lancellotta (2007).

La nuova distribuzione delle tensioni orizzontali nel terreno determina un incremento del momento flettente nella paratia. Inoltre, in accordo con le osservazioni effettuate sui modelli fisici e numerici, è possibile ipotizzare che il valore di k_h relativo al terremoto corrente corrisponda al nuovo coefficiente critico $k_c = a_c/g$ per la paratia (vedi Paragrafo 2.5); in altri termini, la paratia non subisce ulteriori spostamenti, se soggetta a un secondo evento sismico di intensità inferiore (è quello che accade nella prova CW1, quando il terremoto EQ3 segue EQ2).

Secondo lo schema proposto, se il terremoto corrente è caratterizzato da un'intensità maggiore rispetto agli eventi di cui l'opera ha avuto precedentemente esperienza, allora la paratia subisce spostamenti e, contemporaneamente, si ha un incremento delle sollecitazioni. Solo quando il coefficiente sismico del terreno è tale da mobilitare interamente la

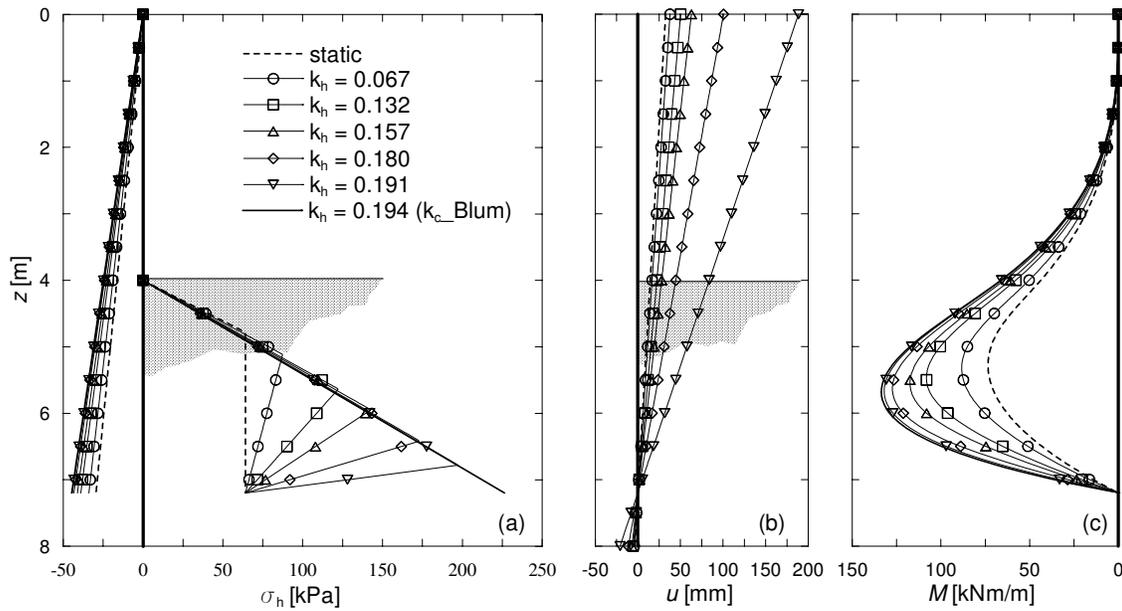


Figura 5.41: Paratia a sbalzo, metodo dell'equilibrio limite: (a) distribuzione delle tensioni orizzontali nel terreno, (b) rotazioni della paratia e (c) momenti flettenti nella paratia, calcolati in condizioni statiche e per eventi dinamici di differente intensità

resistenza nel terreno a valle della paratia (Fig. 5.40), non si hanno ulteriori incrementi del momento flettente: in questo caso, lo schema concettuale fornito dalla teoria del blocco rigido di Newmark, e applicato all'analisi delle paratie a sbalzo (Callisto e Soccodato, 2010), fornisce una buona descrizione del fenomeno osservato.

Nota $\bar{\delta}$, è possibile avere un'idea dell'entità della rotazione necessaria per mobilitare la resistenza nel terreno fino alla profondità \bar{z} . Tuttavia, ai fini di un'analisi dinamica semplificata, per calcolare gli spostamenti effettivamente subiti dalla paratia durante un evento sismico, di cui è nota la storia temporale delle accelerazioni $a(t)$, è necessario conoscere l'accelerazione critica a_c ad ogni istante. Poichè, coerentemente con le osservazioni sperimentali, il metodo prevede che l'accelerazione critica della paratia vari durante l'evento sismico, in ragione della progressiva mobilitazione della resistenza nel terreno, l'integrazione dell'accelerazione relativa $a(t) - a_c(t)$ non è semplice.

Nella Figura 5.41 è riportata una sintetica illustrazione del metodo esposto. La Figura 5.41a mostra la variazione delle tensioni orizzontali al contatto con la paratia, in funzione del coefficiente sismico k_h ; la geometria del problema è la stessa della prova CW1 realizzata in centrifuga ($h = 4$ m, $d = 4$ m, $\gamma = 15.8$ kN/m³), mentre l'angolo di attrito del terreno e quello al contatto tra paratia e terreno sono rispettivamente pari a 32° e 20° . La Figura 5.41b mostra le rotazioni rigide della paratia necessarie a mobilitare la resistenza passiva nel terreno a valle e, infine, la Figura 5.41c mostra i momenti flettenti calcolati in corrispondenza dei diversi valori di k_h considerati. È necessario ricordare che gli spostamenti rappresentati forniscono solo una stima approssimativa degli spostamenti subiti dalla paratia durante un evento sismico di data intensità. È evidente, comunque, che la paratia

accumula spostamenti significativi per valori del coefficiente sismico k_h molto più piccoli di quelli relativi alla completa mobilitazione della resistenza passiva nel terreno. Quindi, in accordo con le evidenze sperimentali e con le osservazioni di Callisto e Soccodato (2007) e Psarropoulos e Paolucci (2007), i valori del coefficiente critico k_c della paratia sono molto più piccoli rispetto a quelli calcolati con i metodi tradizionali dell'equilibrio limite.

CAPITOLO 6

CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha riguardato lo studio del comportamento di opere di sostegno flessibili in condizioni dinamiche. Nell'ambito di questa attività sono state realizzate, presso lo Schofield Centre dell'Università di Cambridge, 9 prove in centrifuga su modelli fisici in scala ridotta di coppie di paratie, sia a sbalzo sia con un livello di contrasto, in uno strato ideale di sabbia asciutta ricostituita a diversi valori della densità relativa. In particolare, sono state eseguite sei prove su coppie di paratie a sbalzo, ad una accelerazione centrifuga di $80 g$, e tre prove su coppie di paratie con un livello di contrasto, ad una accelerazione centrifuga di $40 g$.

L'attività sperimentale condotta in centrifuga ha permesso di individuare i principali fenomeni che intervengono nel comportamento delle opere di sostegno in condizioni dinamiche e di evidenziare i fattori più rilevanti che influiscono su tale comportamento. Inoltre, l'estesa base di dati sperimentali disponibili ha consentito di validare i risultati di alcune analisi dinamiche complete, realizzate in condizioni di deformazione piana attraverso un codice di calcolo commerciale alle differenze finite (FLAC); in particolare, è stato possibile verificare le capacità previsionali dei modelli numerici, con particolare riferimento alle equazioni costitutive scelte per il terreno e alle strategie adottate per la modellazione del fenomeno osservato. Per la sabbia è stato adottato un modello costitutivo avanzato, sviluppato da Andrianopoulos *et al.* (2010) nell'ambito della teoria della plasticità con superficie limite di stato, e particolarmente adatto a riprodurre il comportamento ciclico di terreni granulari in corrispondenza di piccole, medie e grandi deformazioni cicliche e per diversi valori dello stato tensionale e della densità iniziali.

Infine, l'elaborazione e l'interpretazione dei dati sperimentali e dei risultati forniti dalle simulazioni numeriche hanno consentito di verificare l'applicabilità dei metodi pseudostatici e dinamici semplificati al dimensionamento o alla previsione del comportamento di opere di sostegno flessibili in condizioni sismiche.

Modellazione fisica

Le accelerazioni misurate in punti diversi del modello hanno mostrato quali sono i principali fattori che intervengono nei fenomeni di amplificazione sismica all'interno dello strato di

sabbia. Si è osservato che, per il campo di frequenze caratteristico delle sollecitazioni dinamiche applicate ai modelli, non vi sono effetti di amplificazione significativi associati all'interazione fra terreno e struttura nell'intorno dell'opera. Al contrario, le amplificazioni all'interno dello strato di sabbia, soprattutto se descritte in termini di intensità di Arias, sembrano dipendere in modo cruciale dal rapporto f_{inp}/f_n tra la frequenza nominale del segnale di ingresso e la frequenza fondamentale del banco. Inoltre, come già osservato da Zeng (1990), si è mostrato che all'interno di uno strato di sabbia asciutta non si hanno sfasamenti significativi delle accelerazioni, indipendentemente dallo stato di addensamento del terreno e per i livelli di deformazione indotti dai terremoti nel corso delle prove.

In accordo con quanto osservato da diversi autori (Zeng, 1990; Whitman e Ting, 1993; Zeng e Steedman, 1993; Watabe *et al.*, 2006; Madabhushi e Zeng, 2006; Madabhushi e Zeng, 2007), durante i cinque eventi sismici applicati nelle prove in centrifuga si è osservato un notevole incremento delle sollecitazioni negli elementi strutturali, in termini sia dei valori massimi (transitori) sia di quelli residui (permanenti). In particolare, si è mostrato che l'incremento delle massime sollecitazioni negli elementi strutturali (paratie e puntoni) è funzione della massima accelerazione registrata in superficie e che, inoltre, mentre per le paratie vincolate i valori delle sollecitazioni massime calcolati con il metodo pseudostatico sono in buon accordo con quelli misurati, nel caso delle paratie a sbalzo il rapporto $M_{\text{max}}/M_{\text{max,static}}$ misurato è maggiore di quello fornito dall'analisi pseudostatica. Al termine delle prove, i valori residui dei momenti flettenti nelle paratie e della forza assiale nei puntoni sono circa pari al doppio di quelli misurati in condizioni statiche.

Uno degli aspetti più rilevanti emersi dalla sperimentazione in centrifuga è che lo sviluppo di sollecitazioni residue negli elementi strutturali e, soprattutto, l'accumulo di spostamenti permanenti da parte delle paratie non dipendono esclusivamente dall'intensità del terremoto corrente, ma più in generale dall'intera storia delle accelerazioni di cui l'opera ha avuto esperienza. Ad esempio, nella prova CW1, i terremoti EQ3 e EQ5 non determinano spostamenti nella paratia sinistra, sebbene siano caratterizzati da accelerazioni massime e intensità di Arias maggiori di quelle relative agli eventi EQ1 e EQ2 rispettivamente, perchè sono preceduti da terremoti di intensità maggiore (EQ2 e EQ4). Si è mostrato che tale fenomeno equivale ad un incremento dell'accelerazione critica (a_c) della paratia durante gli eventi sismici e che, contrariamente a quanto affermato da Whitman (1990) e Zeng (1990), questo incremento non è giustificabile esclusivamente in termini di un addensamento del terreno in prossimità dello scavo.

Si è mostrato, inoltre, che il metodo di Newmark per il calcolo degli spostamenti, mediante doppia integrazione dell'accelerazione relativa $a_r = a - a_c$, non sembra direttamente applicabile al caso delle paratie, poichè i metodi pseudostatici disponibili non forniscono dei valori plausibili per l'accelerazione critica. Infine, anche lo schema concettuale del blocco rigido non descrive compiutamente il comportamento osservato durante i transitori dinamici, per il quale l'accumulo di spostamenti da parte delle paratie, almeno durante i terremoti di moderata intensità, avviene contemporaneamente ad un incremento delle

sollecitazioni residue negli elementi strutturali.

Modellazione numerica

L'analisi dei risultati forniti dalle simulazioni numeriche delle prove in centrifuga ha mostrato che i modelli numerici realizzati, e in particolare le equazioni costitutive adottate per il terreno, sono perfettamente in grado di descrivere sia i fenomeni di amplificazione all'interno dello strato di sabbia sia il comportamento esibito dal sistema terreno-struttura durante gli eventi dinamici. Infatti, nonostante si siano osservate delle discrepanze tra i risultati numerici e i dati sperimentali - imputabili ad un'imprecisa valutazione dello stato di addensamento iniziale della sabbia, ad una imperfetta taratura del modello costitutivo o, per quanto riguarda le prove su paratie vincolate, ad un'incompleta modellazione delle condizioni al contorno - i fenomeni osservati nel modello fisico e in quello numerico sono gli stessi.

La possibilità di osservare l'evoluzione nel tempo dello stato tensionale negli elementi di terreno in prossimità dello scavo ha consentito di individuare i principali meccanismi che regolano il comportamento delle paratie durante un dato evento sismico. In particolare, per quanto riguarda le paratie a sbalzo, l'incremento delle sollecitazioni residue e il contemporaneo accumulo di spostamenti nelle paratie dipendono da una progressiva mobilitazione della resistenza nel terreno a valle della paratia; tale meccanismo ha luogo quanto, durante un dato evento sismico, le tensioni di contatto a valle della paratia non sono in grado di equilibrare l'incremento della spinta a monte per effetto delle azioni inerziali nel terreno. Si è visto, inoltre, che anche l'incremento dell'accelerazione critica, osservato nelle prove in centrifuga, è giustificabile in termini della redistribuzione dello stato tensionale a valle delle paratie, durante i transitori dinamici. Infine, si è osservato che solo quando la resistenza disponibile nel terreno è completamente mobilitata, allora le paratie accumulano spostamenti senza ulteriori variazioni dello stato di sollecitazione.

Sulla base dei dati sperimentali e numerici relativi alle prove su paratie a sbalzo, è stato proposto un modello pseudostatico che, attraverso una rielaborazione del metodo di Blum, è in grado di prevedere sia la progressiva mobilitazione della resistenza passiva nel terreno a valle della paratia, sia il conseguente incremento del momento flettente nell'elemento strutturale. Il modello è in grado di descrivere l'aumento dell'accelerazione critica per effetto degli spostamenti subiti dall'opera durante un evento sismico e, inoltre, l'accumulo di spostamenti significativi della paratia anche per valori del coefficiente sismico k_h molto più piccoli di quelli relativi alla completa mobilitazione della resistenza passiva nel terreno.

Possibili sviluppi del lavoro

Nell'ambito di questo lavoro, sia nelle prove in centrifuga sia nelle successive simulazioni numeriche, si è fatto riferimento al caso ideale di un strato di sabbia asciutta, alla base

del quale sono state imposte sollecitazioni dinamiche costituite da treni di onde pressochè sinusoidali di ampiezza e frequenza variabile.

Una maggiore comprensione del fenomeno studiato richiede necessariamente lo studio del comportamento esibito da tali sistemi durante terremoti reali. Tuttavia, la difficoltà associata alla modellazione fisica in centrifuga di eventi sismici reali, implica che la modellazione numerica sia lo strumento più affidabile per lo studio di questi problemi.

Inoltre, sebbene il riferimento al caso ideale di terreno asciutto abbia consentito di semplificare notevolmente il problema studiato e di verificare con maggiore affidabilità le capacità previsionali del modello costitutivo adottato nelle simulazioni numeriche, uno studio approfondito del comportamento dinamico delle opere di sostegno non può essere condotto prescindendo dalla presenza di acqua all'interno del terreno. È stato infatti osservato (Iai e Kameoka, 1993; Zeng e Steedman, 1993; Dewoolkar *et al.*, 2001) che i danni maggiori subiti dalle opere di sostegno durante un evento sismico sono associati ai fenomeni di liquefazione, che possono avere luogo durante un evento sismico in strati di sabbia poco addensati e in presenza di falda.

La disponibilità di procedure semplificate per il calcolo degli spostamenti costituisce uno strumento essenziale per il progetto e la verifica delle strutture in condizioni sismiche, almeno nell'ottica dei metodi di progetto di tipo prestazionale. Ad oggi, tuttavia, non sono disponibili metodi semplificati affidabili per la previsione degli spostamenti di opere di sostegno flessibili, principalmente a causa delle difficoltà associate al calcolo dell'accelerazione critica per queste tipologie di opere. Il metodo pseudostatico proposto nel presente lavoro è in grado di descrivere l'evoluzione dell'accelerazione critica nel corso di un dato evento sismico; sembra, quindi, di particolare interesse verificare la possibilità di utilizzare questo metodo per la previsione degli spostamenti di paratie a sbalzo mediante la teoria di Newmark.

BIBLIOGRAFIA

- Anastasopoulos I.; Gzetas G.; Psarropoulos P. N. (2004). On the seismic response of flexible retaining structures. In *Proc. 3rd Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering*, volume 1, pp. 96–103, Berkeley.
- Andrianopoulos K. I.; Papadimitriou A. G.; Bouckovalas G. D. (2009). Explicit integration of bounding surface model for the analysis of earthquake soil liquefaction. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* (in press).
- Andrianopoulos K. I.; Papadimitriou A. G.; Bouckovalas G. D. (2010). Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geostructures. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* (under review).
- Atik L. A.; Sitar N. (2008). Experimental and Analytical Study of the Seismic Performance of Retaining Structures. PEER Report 2008/104. Relazione tecnica, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley.
- Been K.; Jefferies M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, **35**(2), 99–112.
- Bilotta E.; Taylor N. (2005). *Modellazione geotecnica in centrifuga*. Hevelius Edizioni.
- Blum H. (1931). *Einspannungsverhältnisse bei Bohlkwerken*. Wil. Ernst und Sohn, Berlin.
- Bolton M. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, **36**(1), 65–78.
- Bolton M.; Steedman R. S. (1985). Modelling the seismic resistance of retaining structures. In *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engng.*, San Francisco, USA.
- Boulanger R. W.; Wilson D. W.; Kutter B. L.; Brandenberg S. J.; Chang D.; Gulerce U. (2005). Identifying interaction mechanism for pile foundations in laterally spreading ground. In *Proc. 1st Greece-Japan Workshop: Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations*, pp. 69–76, Athens.
- Brennan A. J.; Madabhushi S. P. G. (2002). Design and Performance of a New Deep Model Container for Dynamic Centrifuge Testing. In *Proc. Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 183–188.

- Brennan A. J.; Thusyanthan N. I.; Madabhushi S. P. G. (2005). Evaluation of Shear Modulus and Damping in Dynamic Centrifuge Tests. *J. Geotech. and Geoenviron. Engng., ASCE*, **131**(12), 1488–1497.
- Brennan A. J.; Madabhushi S. P. G.; Houghton N. E. (2006). Comparing laminar and equivalent shear beam (ESB) containers for dynamic centrifuge modelling. In *Proc. 6th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 171–176.
- Callisto L. (2006). Pseudo-static seismic design of embedded retaining structures. In *Proc. ETC-12 Workshop in Geotechnical Evaluation and application of the seismic Eurocode EC8*, pp. 235–240.
- Callisto L.; Aversa S. (2008). Dimensionamento di opere di sostegno soggette ad azioni sismiche. In *Opere geotecniche in condizioni sismiche*, MIR 2008, pp. 273–308, Torino.
- Callisto L.; Soccodato F. M. (2007). Seismic analysis of an embedded retaining structure in coarse-grained soils. In *Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki.
- Callisto L.; Soccodato F. M. (2010). Seismic design of flexible cantilevered retaining walls. *J. Geotech. and Geoenviron. Engng., ASCE*, **136**(2), 344–354.
- Callisto L.; Soccodato F. M.; Conti R. (2007). Analisi del comportamento sismico di paratie in terreni a grana grossa. In *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica*, Salerno.
- Callisto L.; Soccodato F. M.; Conti R. (2008). Analysis of the seismic behaviour of propped retaining structures. In *Proc. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Conference*, Sacramento.
- Campbell D. J.; Cheney J. A.; Kutter B. L. (1991). Boundary Effects in Dynamic Centrifuge Model Tests. In *Centrifuge '91*, pp. 441–448.
- Chopra L. (1995). *Dynamic of Structures: theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. Prentice-Hall.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2007a). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test CW2, SC-CUTS-0708-R00. Relazione tecnica, Cambridge University, England.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2007b). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test CW3, SC-CUTS-0710-R0. Relazione tecnica, Cambridge University, England.

- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2007c). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test CW4, SC-CUTS-0709-R00. Relazione tecnica, Cambridge University, England.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2007d). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test PW4, SC-CUTS-0711-R00. Relazione tecnica, Cambridge University, England.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2008a). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test CW1, SC-CUTS-0713-R00. Relazione tecnica, Cambridge University, England.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2008b). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test CW5, SC-CUTS-0710-R00. Relazione tecnica, Cambridge University, England.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2008c). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test CW6, SC-CUTS-0714-R00. Relazione tecnica, Cambridge University, England.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2008d). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test PW1, SC-CUTS-0807-R00. Relazione tecnica, Cambridge University, England.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G. (2008e). Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project - Retaining Walls, Data Report of Test PW2, SC-CUTS-0712-R00. Relazione tecnica, Cambridge University, England.
- Conti R.; Madabhushi S. P. G.; Viggiani G. M. B. (2010). Physical modelling of flexible retaining walls under seismic actions. In *Proc. 7th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, Zurich, Switzerland.
- Corigliano M.; Lai C. G.; Borg R. C.; Pavese A. (2008). Large-scale shaking table testing of geotechnical models. In *XII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce, MIR*, pp. 145–178, Torino, Italy.
- Coulomb C. A. (1776). Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture. Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants.
- Craig W. H. (1989). Edouard Phillips (1821-1889) and the idea of centrifuge modelling. *Géotechnique*, **39**(4), 697–700.
- Dewoolkar M. M.; Ko H. Y.; Pak R. Y. S. (2001). Seismic Behavior of Cantilever Retaining Walls with Liquefiable Backfills. *J. Geotech. and Geoenviron. Engng., ASCE*, **127**(4), 424–435.

- Ebeling R. M.; Morrison E. E. (1993). The seismic design of waterfront retaining structures. NCEL Report R-939, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California.
- Elms D. G.; Richards R. (1990). Seismic design of retaining walls. In *Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, Geotechnical Special Publication*, pp. 854–871, New York.
- EN 1998-5 (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization. Bruxelles, Belgium.
- Fuglsang L. D.; Ovesen N. K. (1988). The application of the theory of modelling to centrifuge studies. In *Centrifuges in Soil Mechanics*, pp. 119–138.
- Ghosh B.; Madabhushi S. P. G. (2003). A numerical investigation into effects of single and multiple frequency earthquake input motion. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **23**(8), 691–704.
- Haigh S. K. (2002). *Effects of Earthquake-induced Liquefaction on Pile Foundations in Sloping Ground*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Cambridge University, England.
- Hardin B. O. (1978). The nature of stress-strain behavior for soils. In *Proc., ASCE Spec. Conf. on Earthquake Engrg. and Soil Dyn., State-of-the-art Rep.*, pp. 3–90, New York.
- Hardin B. O.; Drnevich V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, **98**(6), 603–624.
- Hatami K.; Bathurst R. J. (2001). Investigation of seismic response of reinforced soil retaining walls. In *Proc. 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engrg. and Soil Dyn.*, San Diego, USA.
- Iai S. (2001). Seismic Performance-Based Design of Port Structures and Simulation Techniques. In *Proc. of NSF International Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering*, Case Western Reserve University, Cleveland.
- Iai S.; Kameoka T. (1993). Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls. *Soils and Foundations*, **33**(1), 71–91.
- Iai S.; Tobita T.; Nakahara T. (2005). Generalised scaling relations for dynamic centrifuge tests. *Géotechnique*, **55**(5), 355–362.
- Idriss I. M. (1990). Influence of local site conditions on earthquake ground motions. In *Proc. 4th U.S. Nat. Conf. on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California.

- Ilankatharan M.; Kutter B. L. (2008). Numerical simulation of soil model-model container-centrifuge shaking table system. In *Proc. Geotechnical Earthquake Engineering and soil Dynamics IV Conference*, Sacramento.
- Ishibashi I.; Fang Y. (1987). Dynamic earth pressures with different wall movement modes. *Soils and Foundations*, **27**(4), 11–22.
- Ishihara K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Engineering*. Oxford Engineering Science Series. Oxford University Press Inc.
- Ishihara K.; Tatsuoka F.; Yasuda S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, **15**(1), 29–44.
- Itasca (2005). *FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua*. v.5.0. User's Manual.
- Jeyatharan K. (1991). *Partial liquefaction of sand fill in a mobile arctic caisson under dynamic ice-loading*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Cambridge University, England.
- Kavazanjian E.; Matasovic N. (1995). Seismic Analysis of Solid Waste Landfills. *Geoenvironment 2000*, pp. 1066–1080. ASCE Geotechnical Special Publication No. 46, Vol. 2.
- Knappett J. A. (2006). *Piled foundations in liquefiable soils: accounting for axial loads*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Cambridge University, England.
- Kramer S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall.
- Kuhlmeyer R. L.; Lysmer J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, **99**(5), 421–427.
- Kutter B. L. (1995). Recent Advances in Centrifuge Modeling of Seismic Shaking. In *Proc. 3rd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engrg. and Soil Dyn.*, volume 2, pp. 927–942.
- Kutter B. L.; Balakrishnan A. (1998). Dynamic model test data from electronics to knowledge. In *Centrifuge '98*, pp. 931–943.
- Ladd C. C.; Foott K.; Ishihara F.; Schlosser F.; Poulos H. G. (1977). Stress-deformation and strength characteristics. In *Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 421–494, Tokyo.
- Lancellotta R. (2002). Analytical solution of passive earth pressure. *Géotechnique*, **52**(8), 617–619.
- Lancellotta R. (2007). Lower-bound approach for seismic passive earth resistance. *Géotechnique*, **57**(3), 319–321.

- Lee K. L.; Seed H. B. (1967). Drained strength characteristics of sands. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, **93**(6), 117–141.
- Madabhushi S. P. G.; Zeng X. (2006). Seismic response of flexible cantilever retaining walls with dry backfill. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, **1**(4), 275–289.
- Madabhushi S. P. G.; Zeng X. (2007). Simulating Seismic Response of Cantilever Retaining Walls. *J. Geotech. and Geoenviron. Engng., ASCE*, pp. 539–549.
- Madabhushi S. P. G.; Schofield A. N.; Lesley S. (1998a). A new Stored Angular Momentum (SAM) based earthquake actuator. In *Centrifuge '98*, pp. 111–116.
- Madabhushi S. P. G.; Butler G.; Schofield A. N. (1998b). Design of an Equivalent Shear Beam (ESB) container for use on the US Army Centrifuge. In *Centrifuge '98*, pp. 117–122.
- Madabhushi S. P. G.; Houghton N. E.; Haigh S. K. (2006). A new automatic sand pourer for model preparation at University of Cambridge. In *Proc. 6th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 217–222.
- Manzari M. T.; Dafalias Y. F. (1997). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, **47**(2), 255–272.
- Marketos G.; Madabhushi S. P. G. (2004). An investigation of the failure mechanism of a cantilever retaining wall under earthquake loading. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, **4**(2004), 33–44.
- Matsuzawa H.; Ishibashi I.; Kawamura M. (1984). Dynamic soil and water pressures of submerged soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**(10), 1161–1176.
- Mononobe N.; Matsuo H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquake. In *Proc. 2nd World Engineering Conference*, volume 9, pp. 177–185.
- Neelakantan G.; Budhu M.; Richards R. (1992). Balanced seismic design of anchored retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, **118**(6), 873–888.
- Newmark N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, **15**(2), 139–160.
- NTC (2008). Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*. n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30 (in Italiano).
- Oda M.; Nemat-Nasser S.; Konishi J. (1985). Stress-induced anisotropy in granular material. *Soils and Foundations*, **25**(3), 85–97.

- Okabe S. (1926). General theory of earth pressure. *Journal of Japanese Society of Civil Engineering*, **12**(1).
- Ortiz L. A.; Scott R. F.; Lee J. (1983). Dynamic centrifuge testing of a cantilever retaining wall. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **11**, 251–268.
- Ovesen N. K. (1979). The scaling law relationship - Panel Discussion. In *Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, volume 4, pp. 319–323, Brighton.
- Papadimitriou A. G.; Bouckovalas G. D. (2002). Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: a multiaxial formulation. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **22**(3), 191 – 204.
- Papadimitriou A. G.; Bouckovalas G. D.; Dafalias Y. F. (2001). Plasticity model for sand under small and large cyclic strains. *J. Geotech. and Geoenvir. Engng., ASCE*, **127**(11), 973 – 983.
- Psarropoulos P. N.; Paolucci R. (2007). Seismic behaviour of flexible retaining structures: numerical modelling vs. simplified approaches. In *Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki.
- Richards R.; Elms D. G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **105**(4), 449–464.
- Richards R.; Elms D. G. (1992). Seismic passive resistance of tied-back walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, **118**(7), 996–1011.
- Richards R.; Huang C.; Fishman K. L. (1999). Seismic earth pressure on retaining structures. *J. Geotech. and Geoenvir. Engng., ASCE*, **125**(9), 771–778.
- Schofield A. N. (1980). Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations. *Géotechnique*, **30**(3), 227–268.
- Schofield A. N. (1988). An introduction to centrifuge modelling. In *Centrifuges in Soil Mechanics*, pp. 1–9.
- Seed H. B.; Whitman R. V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. In *ASCE Specialty Conf. on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, pp. 103–147, Ithaca, NY.
- Singh S.; Sun J. I. (1995). Seismic Evaluation of Municipal Solid Waste Landfills. *Geoenvironment 2000*, pp. 1081–1096. ASCE Geotechnical Special Publication No. 46, Vol. 2.
- Steedman R. S. (1991). Centrifuge Modeling for Dynamic Geotechnical Studies. In *Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engrg. and Soil Dyn.*, pp. 2401–2417, St. Louis.

- Steedman R. S. (1998). Seismic design of retaining walls. In *Proc. of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical engineering*, volume 131, pp. 12–22.
- Steedman R. S.; Zeng X. (1990a). The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on retaining wall. *Géotechnique*, **40**(1), 103–112.
- Steedman R. S.; Zeng X. (1990b). The seismic response of waterfront retaining walls. In *Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, Geotechnical Special Publication*, pp. 872–886, New York.
- Tamagnini C. (2009). Comunicazione personale.
- Tan F. S. C. (1990). *Centrifuge and theoretical modelling of conical footings on sand*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Cambridge University, England.
- Teymur B.; Madabhushi S. P. G. (2003). Experimental study of boundary effects in dynamic centrifuge modelling. *Géotechnique*, **53**(7), 655–663.
- Thusyanthan N. I. (2005). *Behaviour of landfill systems under monotonic and earthquake loading*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Cambridge University, England.
- Towhata I.; Islam M. S. (1987). Prediction of lateral displacement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction. *Soils and Foundations*, **27**(4), 137–147.
- Visone C. (2008). *Performance-Based Approach in Seismic Design of Embedded Retaining Walls*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Università degli Studi di Napoli “Federico II”, Italy.
- Vucetic M. (1994). Cyclic threshold shear strains in soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, **120**(12), 2208–2228.
- Watabe Y.; Imamura S.; Hirano T.; Kishi M.; Yamamura K. (2006). Seismic performance of anchored sheet pile quay wall. In *Proc. 6th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 1119–1124.
- Whitman R. V. (1990). Seismic design and behaviour of gravity retaining walls. *Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, Geotechnical Special Publication*, **25**, 817–842.
- Whitman R. V.; Liao S. (1985). Seismic design of gravity retaining walls. Misc. Paper GL-8501. U. S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, Miss.
- Whitman R. V.; Ting N. (1993). Experimental results of experiment No 10. In *Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, volume 1, pp. 881–891.
- Wilson D. W.; Kutter B. L. (2002). Dense Instrumentation Arrays. In *Proc. Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 131–137, St. Johns, Canada.

- Wilson D. W.; Boulanger R. W.; Kutter B. L. (1998). Signal processing for and analyses of dynamic soil-pile interaction experiments. In *Centrifuge '98*, pp. 135–140.
- Wood D. M. (2004). *Geotechnical modelling*. Spon Press, London.
- Wood D. M.; Crewe A.; Taylor C. (2002). Shaking table testing of geotechnical models. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, **2**, 1–13.
- Zeng X. (1990). *Modelling the behaviour of quay walls in earthquakes*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Cambridge University, England.
- Zeng X. (1998). Seismic response of gravity quay wall. I: Centrifuge modeling. *J. Geotech. and Geoenvir. Engng., ASCE*, **124**(5), 406–417.
- Zeng X.; Schofield A. N. (1996). Design and performance of an equivalent-shear-beam container for earthquake centrifuge modelling. *Géotechnique*, **46**(1), 83–102.
- Zeng X.; Steedman R. S. (1993). On the behaviour of quay walls in earthquakes. *Géotechnique*, **43**(3), 417–431.
- Zeng X.; Steedman R. S. (2000). Rotating block method for seismic displacement of gravity walls. *J. Geotech. and Geoenvir. Engng., ASCE*, **126**(8), 709–717.
- Zhao Y.; Gafar K.; Elshafie M. Z. E. B.; Deeks A. D.; Knappet J. A.; Madabhushi S. P. G. (2006). Calibration and use of a new automatic sand pourer. In *Proc. 6th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 265–270.