



SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica

XXIX Ciclo

**Interazione dinamica terreno – struttura di
pozzi di fondazione di pile di ponti e viadotti**

Supervisore:

Prof. Ing. Sebastiano Rampello

Candidato:

Domenico Gaudio

Anno Accademico 2015 – 2016

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	1
2. STATO DELL'ARTE.....	4
2.1 CARATTERISTICHE DEI POZZI DI FONDAZIONE	6
2.2 INTERAZIONE DINAMICA TERRENO - STRUTTURA DEI POZZI DI FONDAZIONE DI PILE DA PONTE	8
2.2.1 <i>Metodo delle sottostrutture</i>	9
2.2.1.1 <i>Interazione cinematica.....</i>	15
2.2.1.1.1 <i>Influenza della frequenza adimensionale β_0.....</i>	16
2.2.1.1.2 <i>Influenza del rapporto di snellezza del pozzo H/D.....</i>	21
2.2.1.1.3 <i>Influenza del rapporto di forma della sezione trasversale del pozzo l/b</i>	22
2.2.1.1.4 <i>Influenza delle caratteristiche di rigidità e della profondità della formazione rigida di base</i>	23
2.2.1.1.5 <i>Influenza della direzione di propagazione dell'input.....</i>	26
2.2.1.2 <i>Interazione inerziale</i>	27
2.2.1.2.1 <i>Matrici di impedenza dinamica dei pozzi di fondazione.....</i>	27
2.2.1.2.2 <i>Modifica delle proprietà dinamiche del sistema per effetto dell'interazione</i>	37
2.2.1.3 <i>Effetti dell'interazione sulla risposta del sistema.....</i>	46
2.2.2 <i>Metodi di analisi completi</i>	49
2.3 ANALISI CRITICA DELLO STATO DELL'ARTE	56
2.4 OBIETTIVI DELLA TESI	57
3. IMPOSTAZIONE DELLO STUDIO PARAMETRICO	58
3.1 DEFINIZIONE DEL PROBLEMA	58
3.1.1 <i>Modello geotecnico di sottosuolo</i>	59
3.1.2 <i>Pozzi di fondazione</i>	61
3.1.3 <i>Pile.....</i>	61
3.2 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DELLA SOVRASTRUTTURA	62
3.2.1 <i>Carico limite dei pozzi di fondazione</i>	63

3.2.2	<i>Massa totale della sovrastruttura</i>	67
3.2.3	<i>Caratteristiche della sovrastruttura</i>	68
3.2.3.1	<i>Determinazione della velocità equivalente e del rapporto di smorzamento del terreno di fondazione da analisi di risposta sismica locale</i>	70
3.2.3.2	<i>Valori di massa e rigidezza della sovrastruttura</i>	75
3.2.4	<i>Tipologie di impalcati e di pile considerate nello studio</i>	79
3.3	CONFRONTO CON ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI	80
3.3.1	<i>Modello Hardening Soil with Small Strain Stiffness</i>	81
3.3.2	<i>Modello numerico</i>	87
3.3.3	<i>Grado di mobilitazione della resistenza al taglio stimato nelle analisi numeriche</i>	90
4.	ANALISI FEM DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	102
4.1	MODELLO NUMERICO	102
4.2	ANALISI FEM DI RISPOSTA SISMICA LOCALE IN UN MEZZO VISCO - ELASTICO	105
4.2.1	<i>Calibrazione dei coefficienti di Rayleigh α_R e β_R</i>	106
4.2.2	<i>Risultati delle analisi</i>	107
4.3	ANALISI FEM DI RISPOSTA SISMICA LOCALE IN UN MEZZO ELASTO-PLASTICO	109
4.3.1	<i>Calibrazione delle curve di decadimento</i>	109
4.3.2	<i>Risultati delle analisi</i>	111
5.	ANALISI NUMERICHE ACCOPPIATE DI INTERAZIONE DINAMICA ...	115
5.1	DEFINIZIONE DELLO STUDIO PARAMETRICO	115
5.1.1	<i>Scelta dei segnali sismici di input</i>	116
5.1.2	<i>Simulazione degli effetti delle fasi costruttive del pozzo</i>	119
5.1.3	<i>Schematizzazione della pila</i>	120
5.1.4	<i>Sintesi delle analisi numeriche</i>	120
5.2	MODELLO NUMERICO	122
5.2.1	<i>Modellazione della pila e dell'impalcato</i>	122
5.2.2	<i>Fasi di calcolo</i>	125

5.3 ANALISI DI RIFERIMENTO	127
5.3.1 <i>Caso di riferimento: Tolmezzo_11</i>	127
5.3.1.1 <i>Condizioni iniziali</i>	127
5.3.1.2 <i>Fase dinamica</i>	132
5.3.1.3 <i>Fase di consolidazione</i>	142
5.4 INFLUENZA DELLA GEOMETRIA DEL SISTEMA	143
5.4.1 <i>Influenza dell'altezza della pila h_s</i>	143
5.4.2 <i>Influenza del rapporto di snellezza del pozzo H/D</i>	151
5.4.3 <i>Influenza del diametro del pozzo D</i>	156
5.4.4 <i>Sintesi dell'influenza della geometria sulla prestazione sismica</i>	159
5.5 INFLUENZA DELLE CARATTERISTICHE DELL'INPUT SISMICO	167
5.5.1 <i>Influenza del periodo medio dell'input sismico T_m</i>	167
5.5.1.1 <i>Risposta della colonna di terreno in condizioni free - field</i>	167
5.5.1.2 <i>Analisi d'interazione 3D con l'accelerogramma di Assisi</i>	172
5.5.2 <i>Influenza della durata significativa dell'input sismico T_D</i>	184
5.5.2.1 <i>Risposta della colonna di terreno in condizioni free - field</i>	184
5.5.2.2 <i>Analisi d'interazione 3D con l'accelerogramma di Adana</i>	189
5.6 INFLUENZA DELLE FASI COSTRUTTIVE DEL POZZO DI FONDAZIONE ε_v	202
5.7 INFLUENZA DELLA SCHEMATIZZAZIONE DELLA PILA $\gamma_{\text{FUSTO PILA}}$	209
5.7.1 <i>Calcolo delle frequenze associate ai modi superiori delle pile</i>	209
5.7.2 <i>Analisi d'interazione 3D con pila dotata di massa distribuita</i>	214
6. COEFFICIENTE SISMICO EQUIVALENTE PER I POZZI DI FONDAZIONE	222
6.1 CARATTERISTICHE DELLE STORIE TEMPORALI DEL COEFFICIENTE SISMICO EQUIVALENTE	226
7. MASSA DELLA FONDAZIONE NELLE ANALISI DI INTERAZIONE INERZIALE	236
7.1 IDENTIFICAZIONE DELLE PROPRIETÀ DINAMICHE DEL SISTEMA	237
7.1.1 <i>Risultati delle analisi in assenza della pila</i>	239
7.1.2 <i>Risultati delle analisi in presenza della pila</i>	241
7.2 ANALISI MODALE DEL SISTEMA	251

7.2.1 Calcolo delle rigidezze dinamiche	254
7.2.2 Analisi modale del sistema equivalente a 3 gradi di libertà.....	257
8. CONCLUSIONI.....	264
BIBLIOGRAFIA	269

1. Introduzione

L'interazione dinamica terreno - struttura dei pozzi di fondazione di pile da ponte ha ricevuto una sempre maggiore attenzione da parte della comunità scientifica negli ultimi 40 anni. Infatti, l'osservazione dei danni causati alle opere di attraversamento stradale e ferroviario a seguito dei recenti eventi sismici intensi (quale, ad esempio, quello verificatosi nel 1995 a Kobe; Mylonakis *et al.*, 2000) e l'evoluzione dei mezzi di calcolo a disposizione per la previsione del comportamento sismico di tali opere hanno contribuito ad accrescere la consapevolezza della necessità di approfondire lo studio dell'interazione dinamica terreno - struttura. La prestazione sismica di opere di importanza strategica, quali i ponti o i viadotti di grande luce, ai quali sono associate fondazioni profonde costituite da pali o pozzi di fondazione, è fortemente dipendente dalla risposta dei terreni di fondazione. Nonostante l'avanzamento delle conoscenze relative ai fenomeni dell'interazione dinamica terreno - struttura, tuttavia, essi vengono spesso trascurati, nella convinzione che l'interazione produca effetti essenzialmente benefici per la prestazione dell'opera.

Nell'ottica della progettazione prestazionale, adottata da svariate normative tecniche in tutto il mondo, la prestazione dei pozzi di fondazione di pile da ponte o viadotti di grande luce può essere valutata in termini di spostamenti e rotazioni, massimi e permanenti, attinti durante e al termine dell'evento sismico. Per ottenere una stima realistica della prestazione dell'opera, è necessario considerare i diversi aspetti che concorrono a determinare la risposta del sistema, quali le caratteristiche geometriche e meccaniche dell'impalcato, della pila, della fondazione e dei terreni di fondazione. Per i terreni di fondazione bisogna descrivere in modo sufficientemente adeguato il comportamento meccanico in condizioni cicliche caratterizzato dallo sviluppo di deformazioni irreversibili a partire da bassi livelli di carico. Come primo obiettivo, tra gli argomenti da approfondire nell'ambito dell'interazione dinamica terreno - struttura, Menglin *et al.* (2011) hanno indicato, ad esempio, l'utilizzo di modelli costitutivi che permettano di descrivere il comportamento non lineare dei terreni di fondazione; inoltre, essi hanno sottolineato la necessità di studiare il comportamento delle fondazioni profonde, dato il continuo incremento dell'altezza delle strutture in elevazione. In ultimo, date le crescenti capacità di calcolo a disposizione, Menglin *et al.* (2011) hanno suggerito l'estensione delle soluzioni del problema dell'interazione terreno - struttura a modelli tridimensionali nei quali è possibile, ad esempio, considerare tutti i meccanismi resistenti delle opere di fondazione e, in particolare, dei pozzi di fondazione.

Il lavoro di tesi si inserisce nel contesto appena delineato. Lo studio dell'interazione dinamica terreno - struttura di pozzi di fondazione circolari di pile da ponte è stato svolto con particolare riferimento all'effetto del comportamento non lineare e dissipativo dei terreni di fondazione sulla prestazione sismica dei pozzi di fondazione e

dell'opera nel suo complesso. Nello specifico, è stato svolto uno studio mediante analisi dinamiche non - lineari svolte in condizioni tridimensionali nel dominio del tempo con il metodo degli elementi finiti (*FEM*). Attraverso questo studio si è valutata l'influenza di alcune grandezze sulla prestazione dell'opera: tra queste, la geometria del sistema, le caratteristiche dell'*input* sismico e gli effetti delle fasi costruttive del pozzo, nonché l'influenza del tipo di modellazione scelta per la sovrastruttura.

Nel capitolo 2 della tesi è riportata una sintesi dei principali risultati ottenuti da articoli riguardanti il tema dell'interazione dinamica terreno - struttura dei pozzi di fondazione, focalizzando l'attenzione sugli studi nei quali si è tenuto conto del comportamento elasto - plastico dei terreni di fondazione. Nella maggior parte di essi, il terreno di fondazione è comunque assimilato ad un mezzo monofase, e le analisi sono quindi svolte in termini di tensioni totali. Ciò costituisce un'evidente approssimazione nella descrizione del comportamento meccanico dei terreni, che è governato dalle tensioni efficaci, e quindi richiede una considerazione esplicita delle sovrappressioni interstiziali indotte dall'evento sismico. Per questi motivi, lo studio parametrico svolto nella tesi è stato condotto assimilando il terreno ad un mezzo bifase con comportamento elasto - plastico incrudente e le analisi sono state svolte in termini di tensioni efficaci.

Nel capitolo 3 è riportata la procedura di determinazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sovrastruttura, finalizzata ad ottenere prefissati valori del coefficiente di sicurezza dei pozzi di fondazione ai carichi verticali F_{Sv} e alle condizioni pseudostatiche F_{Se} , seguendo la procedura utilizzata da Zafeirakos e Gerolymos (2013). Avendo imposto lo stesso coefficiente di sicurezza F_{Sv} , tutti i pozzi sono caratterizzati dalle medesime condizioni iniziali, cioè da medesimi gradi di mobilitazione della resistenza al taglio dei terreni di fondazione.

Nel capitolo 4 è mostrata la calibrazione delle condizioni al contorno del dominio di calcolo per le analisi dinamiche insieme alla valutazione del grado di accuratezza del reticolo di calcolo. Tali valutazioni sono state effettuate mediante il confronto tra i risultati delle analisi di risposta sismica locale condotte con il metodo degli elementi finiti e quelli ottenuti con il codice di calcolo MARTA, condotte con il metodo lineare equivalente (Callisto, 2015).

Nel capitolo 5 sono riportati i risultati dello studio parametrico condotto mediante le analisi dinamiche *FEM* svolte nel dominio del tempo in condizioni 3D. Nello specifico, viene mostrata l'influenza delle dimensioni del pozzo e della pila, del contenuto in frequenza e della durata significativa dell'*input* sismico, della modellazione degli effetti delle fasi costruttive del pozzo di fondazione e del tipo di modellazione assunta per la sovrastruttura sulle prestazioni del sistema pila - pozzo - terreno.

Nel capitolo 6 sono mostrate le caratteristiche delle storie temporali del coefficiente sismico equivalente $k_{h,eq}$ ottenute dallo studio parametrico. Il coefficiente sismico equivalente può costituire un utile strumento per le verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi di tipo geotecnico dei pozzi di fondazione nelle condizioni pseudostatiche

in quanto, essendo ricavato dalle analisi numeriche accoppiate, tiene già conto dei fenomeni di interazione dinamica che hanno contribuito alla risposta del sistema.

Infine, nel capitolo 7 è analizzata l'influenza della massa e dell'inerzia rotazionale dei pozzi di fondazione sulle caratteristiche modali del sistema, costituite dai periodi propri e dalle forme modali. A tale scopo, il modello tridimensionale utilizzato per lo svolgimento delle analisi dinamiche viene ricondotto ad un sistema a parametri concentrati a tre gradi di libertà, a cui si fa tipicamente riferimento nelle analisi di interazione inerziale.

2. Stato dell'arte

La risoluzione del problema dell'interazione terreno - struttura in condizioni sismiche ha l'obiettivo di valutare la risposta e le prestazioni di un'opera di ingegneria civile. Nell'ottica di un approccio prestazionale (*performance - based design*) è di fondamentale importanza determinare il livello di danno dell'opera espresso in termini, ad esempio, di spostamenti massimi o permanenti. Un'accurata stima di tali indici di prestazione non può prescindere dalla considerazione di tutte le componenti nelle quali la generica opera può essere schematizzata, quali la struttura in elevazione, la struttura di fondazione e il volume di terreno significativo: queste si influenzano reciprocamente e non è quindi lecito, a rigore, analizzarne il comportamento separatamente o, addirittura, trascurarne alcune.

La risposta di una struttura in condizioni sismiche dipende fortemente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura di fondazione e del volume di terreno significativo, nonché dalle caratteristiche dell'*input* sismico. Nello specifico, la presenza della fondazione all'interno del terreno modifica le caratteristiche del moto che sollecita la sovrastruttura. La fondazione, infatti, possiede tipicamente una rigidezza diversa da quella del terreno circostante, opponendosi al moto imposto da quest'ultimo e riflettendo parte delle onde sismiche incidenti. Il moto della struttura di fondazione (*Foundation Input Motion*, d'ora in avanti *FIM*) è, quindi, in generale diverso da quello che si avrebbe nelle condizioni di campo libero (*free - field*). Questo effetto, usualmente indicato come "interazione cinematica", è particolarmente pronunciato in presenza di pozzi quali strutture di fondazione, a causa della loro elevata rigidezza e del fatto che esse sono a contatto con il terreno per gran parte della loro altezza. La sovrastruttura, inoltre, è soggetta alle forze d'inerzia generate dal sisma, imponendo così ulteriori sollecitazioni e spostamenti alla struttura di fondazione: questo fenomeno è indicato come "interazione inerziale", e dipende principalmente dalle caratteristiche dinamiche della struttura nella sua interezza, quali, ad esempio, periodo proprio e rapporto di smorzamento. I due fenomeni di interazione sono contemporanei e si influenzano a vicenda.

Le caratteristiche dinamiche dell'opera sono differenti rispetto a quelle della sola sovrastruttura considerata incastrata alla base. Innanzitutto, l'intero sistema terreno - fondazione - sovrastruttura è caratterizzato da un periodo proprio T_{eq} maggiore di quello della sola sovrastruttura T_s , a causa della deformabilità del terreno di fondazione; inoltre, anche il rapporto di smorzamento ξ_{eq} dell'intero sistema è tipicamente maggiore di quello della sola sovrastruttura ξ_s , poiché l'energia introdotta nel sistema dal sisma può essere dissipata non solo all'interno della sovrastruttura, ma anche all'interno del terreno, per radiazione (smorzamento geometrico) e isteresi (smorzamento di materiale).

Quanto riportato influisce, evidentemente, sulla progettazione di strutture in zona sismica: nella maggior parte dei casi, un aumento del periodo (da T_s a T_{eq}) e del rapporto

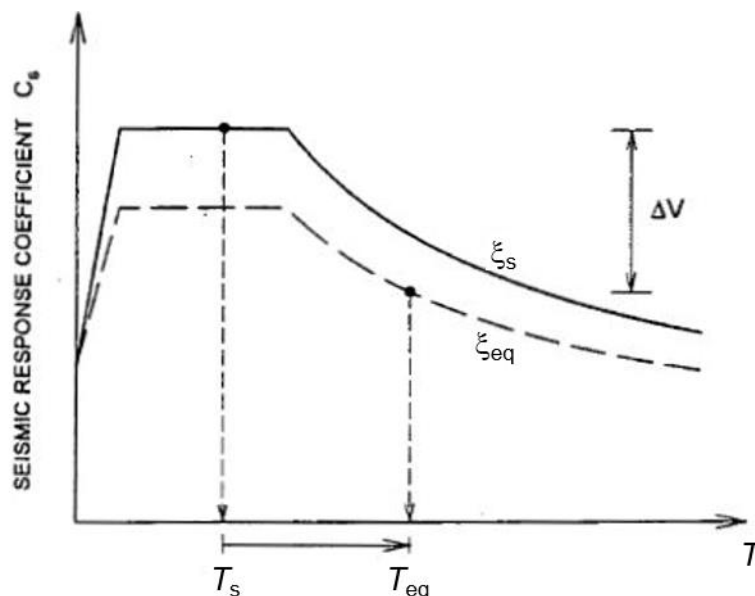


Figura 2.1. Riduzione del taglio alla base della sovrastruttura causata dall'aumento di periodo proprio e del rapporto di smorzamento a seguito dei fenomeni di interazione terreno - struttura (modificata da Mylonakis e Gazetas, 2000)

di smorzamento (da ξ_s a ξ_{eq}) dà luogo a una diminuzione del taglio alla base della sovrastruttura, come riportato nella Figura 2.1.

Nella progettazione si tiene, quindi, raramente conto dell'interazione terreno - struttura, considerando in sicurezza la sovrastruttura incastrata alla base. Tale approccio, tuttavia, non è rigoroso per vari motivi. Innanzitutto, la diminuzione del taglio alla base per periodi elevati dipende dalle proprietà dell'*input* sismico e dei terreni di fondazione; Mylonakis e Gazetas (2000) hanno infatti mostrato che alcune registrazioni riferite a eventi sismici di elevata intensità possono presentare le massime ordinate spettrali per periodi elevati, maggiori di 1 s (Figura 2.2). Inoltre, Halabian e El Naggar (2001) hanno mostrato che, per sovrastrutture con modi superiori caratterizzati da masse partecipanti non trascurabili, i fenomeni di interazione possono dare luogo a un incremento delle sollecitazioni alla base della sovrastruttura. Ancora, nell'ottica di un approccio prestazionale, come quello seguito dalle odierne normative tecniche di tutto il mondo per la progettazione in zona sismica, la valutazione degli spostamenti della struttura è un aspetto centrale: poiché lo spostamento spettrale tipicamente aumenta con il periodo, trascurare la modifica delle caratteristiche dinamiche dovuta all'interazione terreno - struttura comporterebbe una sottostima degli spostamenti della struttura. In aggiunta, il non considerare il sistema fondazione - terreno e le sue capacità dissipative conduce ad una progettazione "sbilanciata", nella quale tutta la dissipazione d'energia è concentrata nella sovrastruttura (attivazione della cerniera plastica alla base delle pile dei ponti, prevista nelle NTC - 08), come mostrato da vari autori (Anastasopoulos *et al.*, 2010; Zafeirakos *et al.*, 2011; Godoy *et al.*, 2012; Drosos *et al.*, 2012; Zafeirakos e

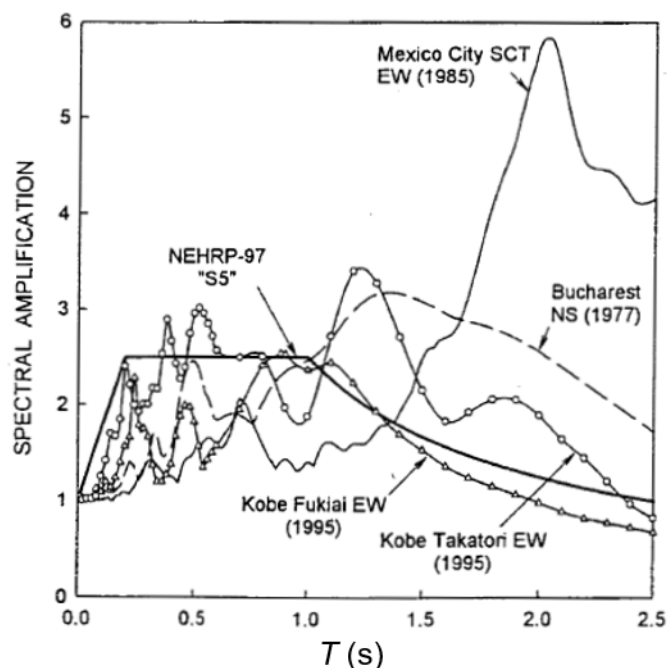


Figura 2.2. Confronto tra spettro di risposta di progetto e spettri di eventi sismici catastrofici caratterizzati dai valori massimi per periodi elevati (modificata da Mylonakis e Gazetas, 2000).

Gerolymos, 2012; Paolucci *et al.*, 2013; Pecker *et al.*, 2014; Gazetas, 2015) questo approccio può dar luogo a domande in duttilità eccessive per la sovrastruttura. In ultimo, il moto alla base della sovrastruttura non è quello in condizioni di campo libero, ma quello della fondazione (*FIM*).

2.1 Caratteristiche dei pozzi di fondazione

In questa tesi ci si propone di studiare l'interazione dinamica terreno - struttura di pozzi di fondazione circolari di pile da ponte. I pozzi di fondazione sono caratterizzati da un rapporto di snellezza H/D tra profondità del piano di posa e diametro compreso tra 0.5 e 8 (Gerolymos e Gazetas, 2006 a). Dal punto di vista geometrico tali fondazioni si pongono in una posizione intermedia tra le fondazioni superficiali (plinti) e le fondazioni profonde (pali) (Figura 2.3). Per le loro dimensioni, i pozzi di fondazione sono caratterizzati da valori elevati di rigidezza, massa e resistenza a carichi verticali e orizzontali; Olivero (1984) e Varun *et al.* (2009) hanno indicato che, per $H/D \leq 6$ e per i tipici valori assunti dal rapporto tra il modulo di Young del calcestruzzo E_{cls} e del terreno E , tali fondazioni possono essere ritenute infinitamente rigide. Nella letteratura scientifica ci si riferisce a “*embedded shallow foundations*” per fondazioni caratterizzate

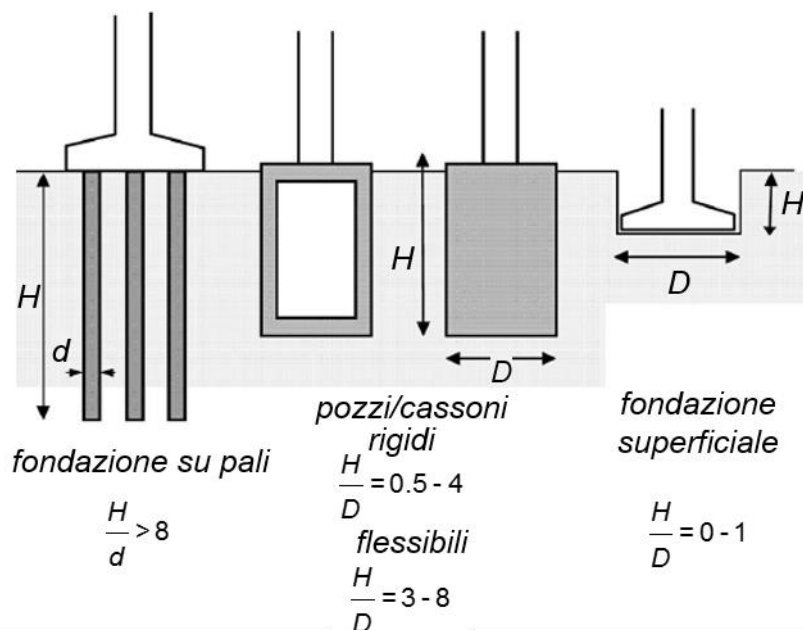


Figura 2.3. Classificazione delle fondazioni in funzione del rapporto di snellezza (modificata da Gerolymos e Gazetas, 2006 a).

da un rapporto H/D compreso tra 0.5 e 1 (Elsabee e Morray, 1977; Gazetas, 1991 a, b; *fondazioni interrato*, Conti *et al.*, 2015), e a “caisson foundations” per H/D compreso tra 2 e 6 (Varun *et al.*, 2009). Per questa tipologia di fondazione il meccanismo resistente alle azioni esterne è caratterizzato da confrontabili contributi resistenti della base e della superficie laterale, al contrario di quanto avviene per le fondazioni superficiali, per le quali prevale il contributo della base, e dei pali di fondazione, per i quali prevale il contributo della superficie laterale.

Ai pozzi di fondazione si ricorre tipicamente nel progetto delle fondazioni delle pile da ponte, come in alcuni tratti della Variante di Valico in Italia, mentre all'estero si ricordano i ponti Port Island e Nishinomiya - ko in Giappone, il Verrazzano Narrows e il Williamsburg a New York (Gerolymos e Gazetas, 2006 a). In generale, si ricorre ai pozzi di fondazione (Cairo e Conte, 2014):

- in particolari condizioni di sottosuolo, caratterizzate da uno strato di terreno superficiale di mediocri caratteristiche meccaniche;
- in pendii in condizioni prossime a quelle di equilibrio limite;
- in previsione di elevati carichi orizzontali, come in zone fortemente sismiche;
- in presenza di ponti soggetti direttamente ad elevate deformazioni di natura tettonica, come in presenza di una faglia (Anastasopoulos *et al.*, 2008, Loli *et al.*, 2012);

- quando la natura dei terreni di fondazione da superare per raggiungere la profondità desiderata non consenta agevolmente la trivellazione di pali (Olivero, 1984);
- quando una fondazione su pali risulti essere svantaggiosa dal punto di vista economico.

I pozzi di fondazione di pile da ponte sono soggetti ad azioni di diversa natura. Tipicamente si hanno:

- azioni di natura statica (peso proprio della sovrastruttura);
- azioni di natura ciclica (traffico veicolare);
- azioni di natura dinamica (vento, sisma).

2.2 Interazione dinamica terreno - struttura dei pozzi di fondazione di pile da ponte

In letteratura sono presenti vari metodi con i quali svolgere le analisi di interazione di fondazioni superficiali e profonde, spesso usati in maniera approssimata per i pozzi. Per quanto riguarda le analisi di interazione dei pozzi di fondazione, questi metodi possono essere suddivisi in due categorie: metodi di analisi completi (o diretti) e metodi semplificati.

Nei metodi di analisi completi il terreno e la struttura sono inclusi in un unico modello, e le relative risposte valutate contestualmente nel dominio del tempo. Tipicamente, le analisi sono condotte con codici di calcolo agli elementi (*FEM*) o alle differenze finite (*FDM*), per mezzo dei quali è possibile tener conto in maniera accurata di alcuni fondamentali aspetti dell'interazione dinamica terreno - struttura, quali il comportamento non lineare del terreno, le modalità di dissipazione dell'energia, la modifica dell'*input* sismico *etc...*

Tali metodi di analisi costituiscono il livello più avanzato oggi disponibile. Tuttavia, la loro diffusione, in particolare nella pratica professionale, è piuttosto limitata, principalmente a causa dell'elevato onere computazionale richiesto; inoltre, i parametri in gioco sono numerosi e non sempre di facile determinazione.

I metodi di analisi semplificati possono essere condotti con formulazioni di tipo semi - empirico, analitico, agli elementi finiti (*FEM*) o agli elementi di contorno (*BEM*). Tipicamente, tali metodi valutano la risposta del terreno di fondazione e della sovrastruttura in forma disaccoppiata e nel dominio delle frequenze, come avviene con il metodo delle sottostrutture. Tale approccio consente di svolgere le analisi di interazione senza un eccessivo onere computazionale e con un numero ridotto di parametri; d'altra parte, in essi sono presenti notevoli semplificazioni che, in alcuni casi,

possono condurre a risultati poco attendibili. Il metodo semplificato di riferimento nella letteratura scientifica è il metodo delle sottostrutture.

Le ipotesi alla base del metodo delle sottostrutture (sul comportamento meccanico del terreno di fondazione e sul tipo di forzante, ad esempio) permettono di eseguire semplici analisi parametriche, individuando così i parametri di maggiore interesse nel problema. Per questo motivo, si fa riferimento in primo luogo ai risultati ottenuti in letteratura con tale metodo per poi riportare, in un secondo momento, quelli ottenuti con i metodi di analisi completi.

2.2.1 Metodo delle sottostrutture

Il metodo delle sottostrutture decompone il problema dell'interazione terreno - struttura in due fasi: l'analisi dell'interazione cinematica e l'analisi dell'interazione inerziale (Figura 2.4). La soluzione del problema è poi ottenuta per sovrapposizione degli effetti (Kausel e Roesset, 1974; Kausel, 2010). Alla base del metodo vi è quindi l'ipotesi di linearità di comportamento del terreno e della struttura: tale ipotesi consente di valutare

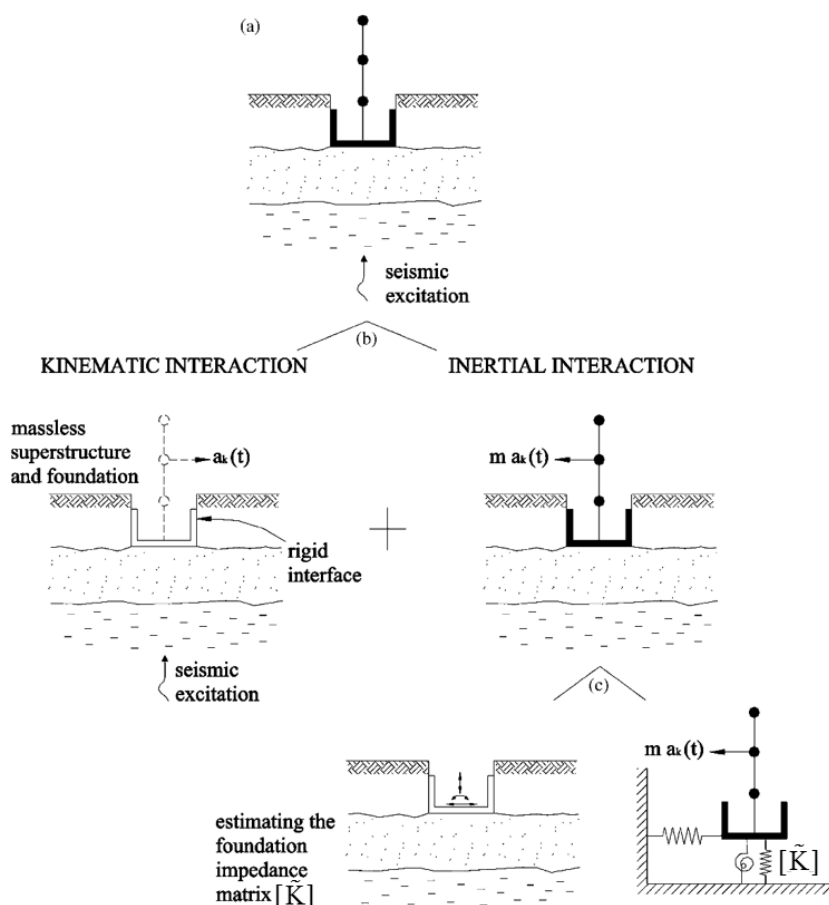


Figura 2.4. Metodo delle sottostrutture: decomposizione del problema in interazione cinematica e inerziale (b); passi logici dell'interazione inerziale (c) (modificata da Mylonakis *et al.*, 2006)

la risposta nel dominio delle frequenze. Il metodo può tenere in conto le nonlinearità dei terreni di fondazione causate dalla propagazione del moto sismico nelle condizioni di *free - field*, scegliendo opportunamente le caratteristiche di rigidezza e smorzamento dei terreni di fondazione sulla base, ad esempio, dei risultati di analisi di risposta sismica locale condotte con il metodo lineare equivalente. Tuttavia, le nonlinearità indotte dalla risposta della sovrastruttura e della fondazione non possono essere considerate (Roesset, 2013).

Nell'analisi dell'interazione cinematica vengono valutate le componenti del moto sismico della fondazione (*Foundation Input Motion, FIM*) soggetta al campo di spostamenti *free - field*, precedentemente determinati mediante analisi di risposta sismica locale (Kramer, 1996). La fondazione, supposta tipicamente priva di massa come la sovrastruttura, non è in grado, in virtù della propria rigidezza, di seguire la deformazione imposta al terreno dal moto *free - field*. Conseguentemente, parte delle onde sismiche incidenti vengono riflesse, dando luogo a una modifica dei parametri del moto in superficie. Il fenomeno dipende principalmente dal rapporto di rigidezza fondazione - terreno, dalla geometria della fondazione, dalla frequenza di eccitazione, dalle caratteristiche di rigidezza dei terreni di fondazione e dalla direzione di propagazione dell'onda (Cairo *et al.*, 2016).

Tipicamente, per i pozzi questi fenomeni di filtraggio del moto *free - field* sono pronunciati a causa della loro elevata rigidezza, della bassa snellezza e dell'elevata area a contatto con il terreno: per le fondazioni superficiali, invece, la modifica del moto *free - field* è del tutto trascurabile (Mylonakis *et al.*, 2006).

Nell'analisi di interazione inerziale viene valutata la risposta dell'intero sistema soggetto al *FIM* precedentemente determinato nell'analisi di interazione cinematica. L'analisi viene tipicamente condotta schematizzando il sistema impalcato - pila - pozzo - terreno con modelli a parametri concentrati (*lumped - parameter models*; Priestley *et al.*, 1996). In tali modelli la sovrastruttura viene generalmente schematizzata con un oscillatore a un grado di libertà, in cui la massa concentrata in testa all'oscillatore rappresenta la quota parte di impalcato gravante sulla pila (Figura 2.5). Il fusto della pila è privo di massa ed è caratterizzato da una rigidezza flessionale k_s e un coefficiente di smorzamento c_s . Il sistema fondazione - terreno viene ricondotto a un sistema di molle e smorzatori in parallelo (*lumped - parameter mass - spring - dashpot systems*; Richart e Whitman, 1967) concentrati alla base della sovrastruttura, al fine di simulare il legame tra le forze (momenti) applicate in fondazione e gli spostamenti (rotazioni) conseguenti. Il sistema fondazione - terreno è, quindi, modellato con un insieme di impedenze dinamiche, lungo tutti i gradi di libertà della fondazione. Nell'ipotesi di fondazione rigida, lecita per pozzi di fondazione con rapporto di snellezza $H/D \leq 6$, i gradi di libertà della fondazione nello spazio sono sei, tre associati alla traslazione e tre alla rotazione rigida (Figura 2.6).

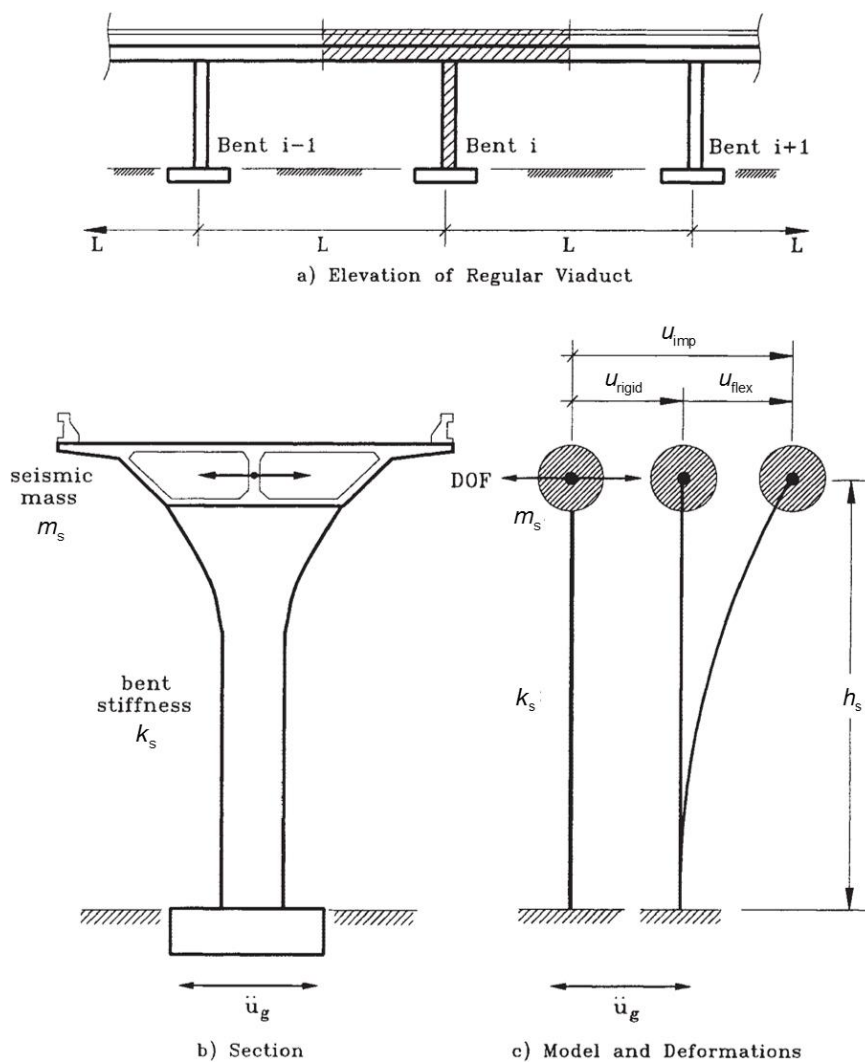


Figura 2.5. Schematizzazione della sovrastruttura nelle analisi di interazione inerziale (modificata da Priestley *et al.*, 1996)

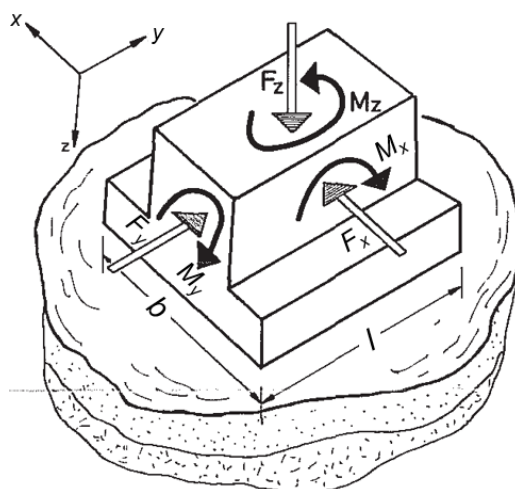


Figura 2.6. Sollecitazioni agenti lungo i 6 gradi di libertà di una fondazione infinitamente rigida (modificata da Gazetas, 1991 a)

Nell'ipotesi di sollecitazioni di natura armonica applicate in fondazione, la storia temporale del carico (generalizzato) può essere espressa come

$$P(t) = P \cdot \cos(\omega t + \alpha) \quad (2.1)$$

in cui P rappresenta l'ampiezza del carico, ω la pulsazione e α lo sfasamento temporale rispetto all'istante $t=0$. Lo spostamento (generalizzato) che ne consegue, lungo lo stesso grado di libertà considerato, è caratterizzato, in generale, dalla stessa pulsazione ω della forzante e da un angolo di sfasamento ϕ :

$$u(t) = u \cdot \cos(\omega t + \alpha + \phi) \quad (2.2)$$

ove u rappresenta l'ampiezza dello spostamento. L'impedenza dinamica è il rapporto tra la forza generalizzata $P(t)$ e lo spostamento generalizzato $u(t)$ (Gazetas, 1991 a, b):

$$\tilde{K} = \frac{P(t)}{u(t)} \quad (2.3)$$

L'espressione dell'impedenza dinamica può essere riformulata esprimendo le (2.1) e (2.2) mediante la notazione complessa, ottenendo

$$\tilde{K}(\omega) = K(\omega) + i\omega C(\omega) \quad (2.4)$$

L'impedenza \tilde{K} è rappresentata da un numero complesso, in cui $K(\omega)$ è la parte reale e $\omega C(\omega)$ la parte complessa; i è il numero immaginario $i = \sqrt{-1}$. Il termine $K(\omega)$ rappresenta la rigidità dinamica del sistema fondazione - terreno: essa dipende dalla pulsazione ω , poiché quest'ultima influisce sull'inerzia del sistema; le caratteristiche di rigidità dei terreni non dipendono, invece, dalla frequenza di eccitazione. Il termine $C(\omega)$ rappresenta il coefficiente di smorzamento e comprende le due componenti di dissipazione di energia generate all'interno dei terreni di fondazione: lo smorzamento per radiazione (di natura geometrica) e isteretico (di materiale) (Figura 2.7).

Le impedenze dinamiche sono definite con riferimento a carichi ciclici di pulsazione ω , ma possono essere evidentemente utilizzate anche per carichi non armonici da decomporre mediante l'analisi di Fourier (Gazetas, 1991 a, b).

Note le impedenze dinamiche rappresentative del sistema fondazione - terreno, l'analisi di interazione inerziale viene svolta applicando in corrispondenza della fondazione il *FIM*, precedentemente ricavato dall'analisi di interazione cinematica.

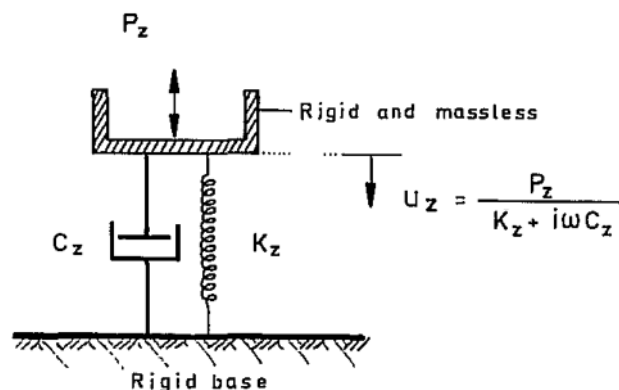


Figura 2.7. Definizione dell'impedenza dinamica per il grado di libertà verticale della fondazione
(modificata da Gazetas, 1991 a)

Per illustrare l'applicazione del metodo delle sottostrutture, nella Figura 2.8 è riportato lo schema semplificato per l'analisi del problema piano dell'interazione dinamica terreno - struttura di una pila da ponte poggiante su una fondazione rigida dotata di massa m_f e inerzia rotazionale J_f (Mylonakis *et al.*, 2006). Il sistema fondazione - terreno è modellato con una matrice di impedenza dinamica $[\tilde{\mathbf{K}}]$; la pila, di altezza h_s , è schematizzata con un oscillatore semplice visco - elastico lineare di rigidità flessionale k_s e coefficiente di smorzamento c_s , alla cui sommità è concentrata una massa concentrata m_s . Il sistema è soggetto allo spostamento orizzontale ottenuto al piano campagna nelle condizioni di *free - field* $u_{ff}(z=0, \omega)$, derivante dalla propagazione verticale di onde di taglio S di pulsazione ω . Le incognite del problema sono costituite dalle storie temporali dello spostamento orizzontale e dell'angolo di rotazione della fondazione, rispettivamente $u(t)$ e $\theta(t)$, e dallo spostamento orizzontale della massa concentrata m_s associato alla flessione dell'oscillatore semplice, $u_{flex}(t)$.

In primo luogo è necessario risolvere il problema dell'interazione cinematica, determinando il *FIM*. Le componenti del *FIM* sono tipicamente espresse in funzione del moto al piano campagna della colonna di terreno nelle condizioni di *free - field* $u_{ff}(z=0, \omega)$:

$$u_{FIM}(\omega) = I_u(\omega) \cdot u_{ff}(z=0, \omega) \quad (2.5)$$

$$\theta_{FIM}(\omega) = I_\theta(\omega) \cdot u_{ff}(z=0, \omega) / H \quad (2.6)$$

in cui u_{FIM} e θ_{FIM} sono, rispettivamente, la componente traslazionale e rotazionale del *FIM* e I_u e I_θ sono i fattori di interazione cinematica, i quali legano le componenti del *FIM* allo spostamento orizzontale in condizioni di *free - field*; H è una dimensione

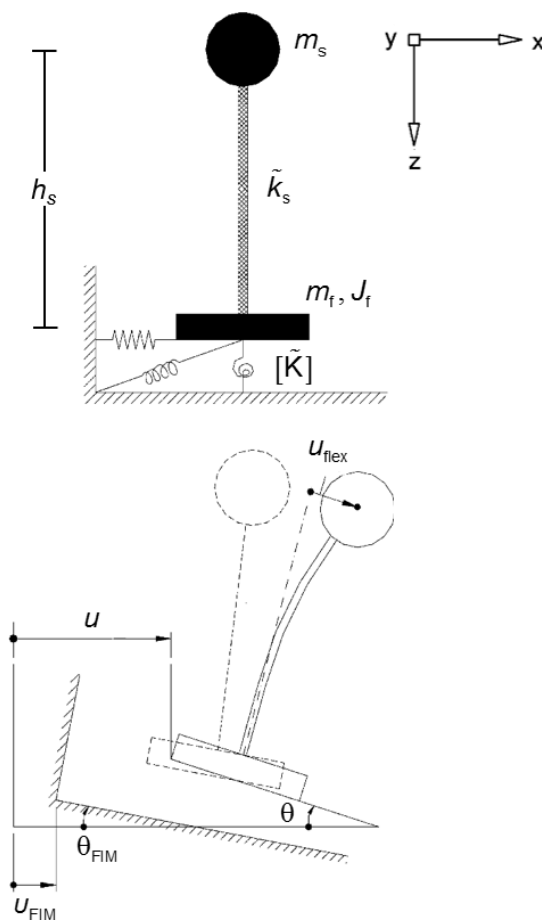


Figura 2.8. Cinematica dell'oscillatore elementare e del blocco di fondazione per l'analisi di interazione inerziale (modificata da Mylonakis *et al.*, 2006)

caratteristica della fondazione che, nel caso dei pozzi, è tipicamente pari all'altezza del pozzo stesso.

Determinate le componenti del *FIM* e note le impedenze dinamiche della fondazione, è possibile condurre l'analisi di interazione inerziale. Vengono imposte le equazioni di equilibrio dinamico di D'Alembert (Figura 2.8):

$$\begin{aligned} \omega^2 \{ m_f \cdot u(t) + m_s [u(t) + \theta(t) \cdot h_s + u_{\text{flex}}(t)] \} = \\ = \tilde{K}_{xx}(\omega) \cdot (u - u_{\text{FIM}}) + \tilde{K}_{xr}(\omega) \cdot (\theta - \theta_{\text{FIM}}) \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} \omega^2 \{ J_f \cdot \theta(t) + m_f [u(t) + \theta(t) \cdot h_s + u_{\text{flex}}(t)] \cdot h_s \} = \\ = \tilde{K}_{xr}(\omega) \cdot (u - u_{\text{FIM}}) + \tilde{K}_{rr}(\omega) \cdot (\theta - \theta_{\text{FIM}}) \end{aligned} \quad (2.8)$$

$$\omega^2 \{ m_s [u(t) + \theta(t) \cdot h_s + u_{\text{flex}}(t)] \} = \tilde{k}_s \cdot u_{\text{flex}}(t) \quad (2.9)$$

in cui \tilde{K}_{xx} , \tilde{K}_{xr} e \tilde{K}_{rr} rappresentano le impedenze dinamiche, rispettivamente, traslazionale, accoppiata e rotazionale del sistema fondazione - terreno; $\tilde{k}_s = k_s + i\omega c_s$ è l'impedenza dinamica dell'oscillatore elementare con il quale è schematizzata la pila. Le equazioni (2.7) e (2.8) rappresentano l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione della fondazione, mentre l'equazione (2.9) l'equilibrio alla traslazione della massa concentrata in testa alla pila. Il termine rettangolare della matrice d'impedenza, \tilde{K}_{xr} , assume, per i pozzi di fondazione, valori dello stesso ordine di grandezza dei termini lungo la diagonale principale e non è quindi trascurabile (Elsabee e Morray, 1977).

Lo svolgimento dell'analisi di interazione con il metodo delle sottostrutture richiede la valutazione dei fattori di interazione cinematica I_u e I_θ e della matrice di impedenza dinamica $[\tilde{K}]$. Nei paragrafi successivi si riportano le espressioni proposte in letteratura per tali grandezze, i parametri maggiormente influenti sul problema e alcuni risultati delle analisi di interazione svolte con il metodo delle sottostrutture, con particolare riferimento ai pozzi di fondazione di pile da ponte.

2.2.1.1 Interazione cinematica

Diversi autori hanno studiato la modifica del moto dei pozzi di fondazione per effetto dell'interazione cinematica fornendo, in alcuni casi, le espressioni dei fattori di interazione cinematica I_u e I_θ richiamati nel paragrafo precedente. Tali autori hanno individuato i principali parametri dai quali dipende il moto in fondazione, espressi generalmente in forma adimensionale. Il problema è stato analizzato mediante studi parametrici condotti secondo approcci numerici agli elementi finiti (Elsabee e Morray, 1977) o alle differenze finite (Conti *et al.*, 2015), secondo approcci analitici (Wolf, 1985; Luco e Wong, 1987) e secondo approcci semplificati (Gerolymos e Gazetas, 2006 a; Tsigginos *et al.*, 2008; Varun *et al.*, 2009; Cairo e Conte, 2014; Cairo e Dente, 2014; Conti *et al.*, 2015; Cairo *et al.*, 2016). In questi lavori il pozzo di fondazione è generalmente modellato come un corpo rigido, la cui cinematica è interamente definita dallo spostamento orizzontale u di un punto del pozzo preso a riferimento e dall'angolo di rotazione θ . Negli approcci numerici e analitici, i terreni di fondazione sono schematizzati mediante un semispazio visco - elastico lineare, omogeneo o stratificato; sono disponibili, tuttavia, studi nei quali il pozzo è immerso in uno strato di terreno poggiate su una formazione rigida di base (*bedrock*). Negli approcci semplificati, invece, l'interazione pozzo - terreno viene schematizzata mediante un modello alla Winkler, nel quale i terreni di fondazione vengono rappresentati con molle e smorzatori in parallelo disposti lungo la superficie laterale e alla base del pozzo. L'*input* è costituito, in genere, da un'onda di taglio S di pulsazione ω che si propaga nella direzione verticale, anche se sono disponibili lavori nei quali è stata considerata l'inclinazione della direzione di propagazione dell'*input* (Cairo *et al.*, 2016).

Dall'analisi dei lavori sopra citati è emerso che i fattori di interazione cinematica I_u e I_θ dipendono dai seguenti parametri adimensionali:

- la frequenza adimensionale $\beta_0 = \omega H/V_S = 2\pi H/\lambda$, in cui $\lambda = V_S/f$ è la lunghezza d'onda alla frequenza $f = \omega/(2\pi)$;
- il rapporto di snellezza del pozzo H/D ;
- il rapporto di forma della sezione trasversale del pozzo l/b (pari a 1 per sezioni circolari);
- il rapporto V_T/V_S tra le velocità di propagazione delle onde di taglio nella formazione di base e nello strato di terreno nel quale è intestato il pozzo;
- il rapporto H/Z tra l'altezza del pozzo e la profondità della formazione di base maggiormente rigida;
- l'angolo ε_{inp} che individua la direzione di propagazione del segnale di *input* rispetto alla verticale.

2.2.1.1.1 Influenza della frequenza adimensionale β_0

L'influenza della frequenza adimensionale β_0 sui fattori di interazione cinematica I_u e I_θ è stata inizialmente valutata da Elsabee e Morray (1977). Essi hanno studiato il problema dell'interazione cinematica di fondazioni cilindriche di altezza H e raggio R , infinitamente rigide e prive di massa, mediante analisi assial simmetriche agli elementi finiti in condizioni tridimensionali. Nelle analisi il terreno di fondazione, omogeneo e isotropo, è caratterizzato da un modello costitutivo visco - elastico lineare, e poggia su un *bedrock* posizionato ad una profondità Z dal piano campagna (Figura 2.9). Il sistema è soggetto a una sollecitazione armonica di pulsazione ω che si propaga nella direzione verticale.

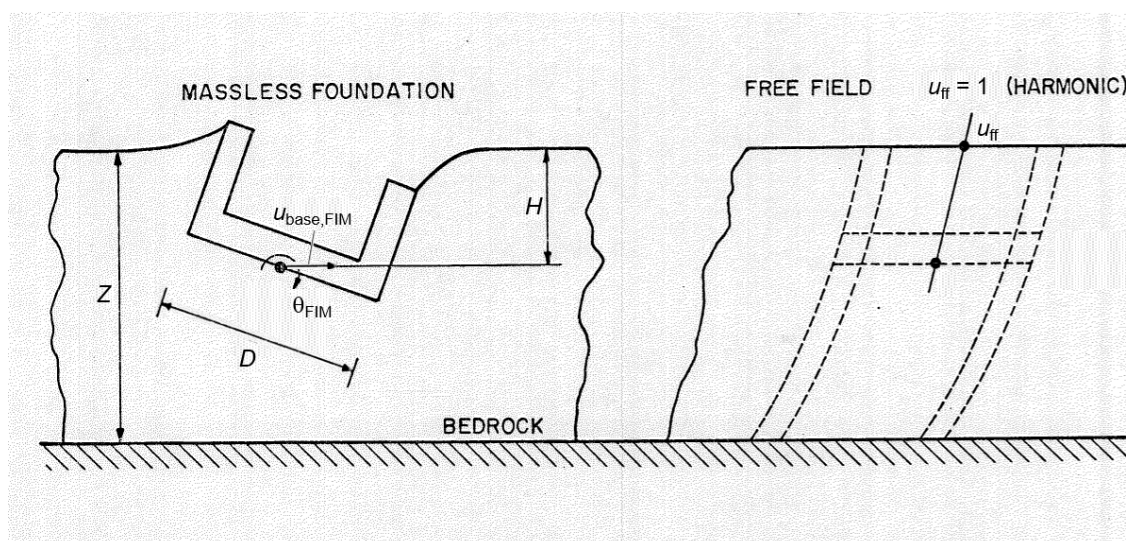


Figura 2.9. Schema di riferimento per l'analisi dell'interazione cinematica di una fondazione interrata (modificata da Elsabee e Morray, 1977)

In queste condizioni gli Autori hanno ricavato le seguenti espressioni analitiche per i fattori di interazione cinematica:

$$I_u(\omega) = \frac{u_{\text{base,FIM}}(\omega)}{u_{\text{ff}}(z=0, \omega)} = \begin{cases} \cos(\beta_0) & \beta_0 \leq 0.7 \frac{\pi}{2} \\ 0.453 & \beta_0 \geq 0.7 \frac{\pi}{2} \end{cases} \quad (2.10)$$

$$I_\theta(\omega) = \frac{\theta_{\text{FIM}}(\omega) \cdot H}{u_{\text{ff}}(z=0, \omega)} = \begin{cases} 0.257[1 - \cos(\beta_0)] \cdot \left(2 \frac{H}{D}\right) & \beta_0 \leq \frac{\pi}{2} \\ 0.257 \cdot \left(2 \frac{H}{D}\right) & \beta_0 \geq \frac{\pi}{2} \end{cases} \quad (2.11)$$

in cui $u_{\text{base,FIM}}$ e θ_{FIM} sono, rispettivamente, lo spostamento orizzontale della base e l'angolo di rotazione della fondazione; $u_{\text{ff}}(z=0, \omega)$ è lo spostamento orizzontale al piano campagna nelle condizioni di *free - field*. Le espressioni dei fattori di interazione cinematica sono state ottenute per rapporti di snellezza $H/D \leq 0.75$ (*embedded shallow foundations*). Gli andamenti dei fattori di interazione cinematica sono riportati nella Figura 2.10, per $H/D = 0.25$ e $Z/D = 0.75$.

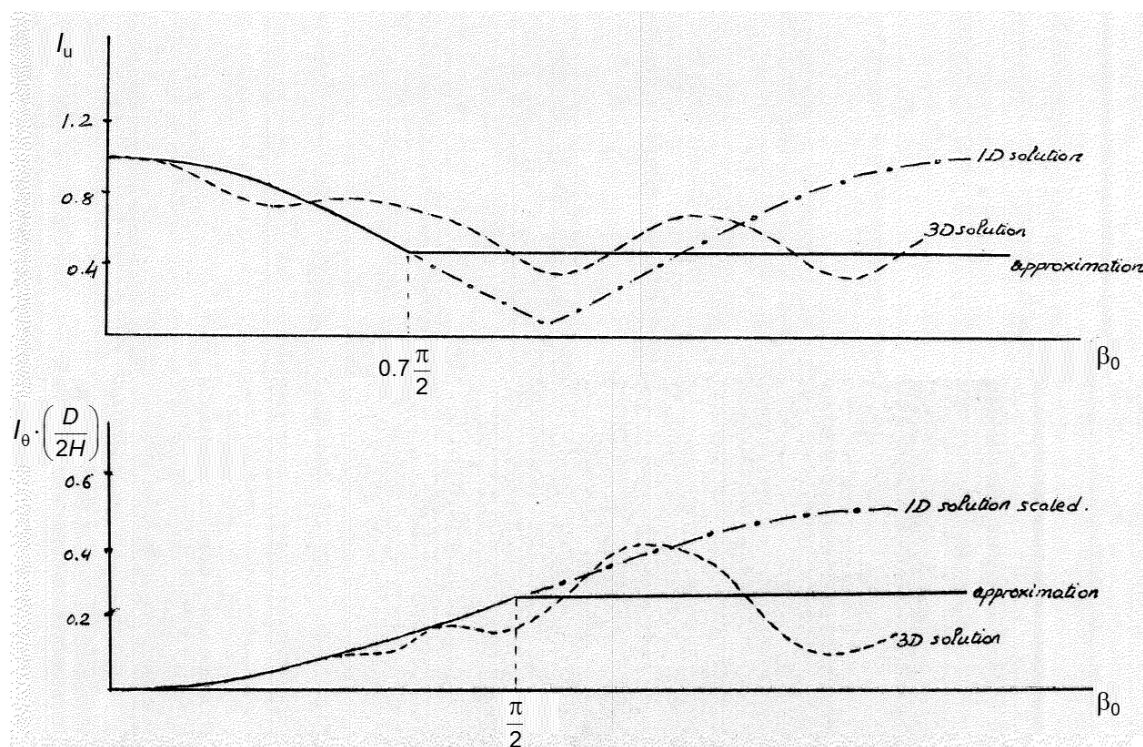


Figura 2.10. Fattori di interazione cinematica per $H/D = 0.25$, $Z/D = 0.75$ (modificata da Elsabee e Morray, 1977)

Il fattore di interazione I_u ottenuto dalle analisi 3D assume valori inferiori all'unità in tutto il campo di frequenze investigato, indicando una riduzione della componente traslazionale del moto rispetto a quella ottenuta nelle condizioni di *free - field*. All'aumentare della frequenza di eccitazione del sistema, tale riduzione è sempre più marcata e, nello specifico, alle frequenze più elevate il fattore di interazione I_u mostra un'oscillazione attorno al valore 0.453, valore proposto dagli Autori per una valutazione approssimata della componente traslazionale del *FIM*. Analogamente, il fattore di interazione I_θ mostra valori compresi tra 0 e 0.4; anche in questo caso, il fattore di interazione ottenuto dalle analisi 3D oscilla attorno a un valore medio, pari a 0.257: questo è, infatti, il valore proposto dagli Autori per una valutazione speditiva della componente rotazionale del *FIM*. Gli Autori hanno riportato, per confronto, i risultati ottenuti nelle condizioni monodimensionali di *free - field*. La funzione I_u calcolata nelle condizioni di *free - field* si annulla per $\beta_0 = \pi/2$, cioè per una frequenza $f = f_0$, ove $f_0 = V_s/(4H)$ è la frequenza fondamentale della colonna di terreno di altezza H ; per questo valore di β_0 , invece, il fattore di interazione cinematica I_u assume un valore diverso da 0.

I risultati ottenuti da Elsabee e Morray (1977) hanno mostrato, in sintesi, che gli effetti dell'interazione cinematica consistono in una riduzione della componente traslazionale del moto; è presente, inoltre, una componente rotazionale del moto non trascurabile, diversamente da quanto tipicamente osservato per le fondazioni superficiali. La presenza di una componente rotazionale del moto è una caratteristica propria delle fondazioni interrate. La fondazione, infatti, non può seguire la deformata imposta dalla colonna di terreno per effetto dell'elevato contrasto di rigidità tra la fondazione e il terreno stesso: si instaurano, quindi, delle forze di taglio all'interfaccia pozzo - terreno le quali, complessivamente, inducono una coppia agente sul pozzo stesso e una conseguente rotazione. Tale aspetto è di particolare interesse per sovrastrutture snelle, quali le pile da ponte, per le quali la componente rotazionale del moto prevale sulla componente traslazionale.

La modifica del moto in fondazione dipende della frequenza di eccitazione f , cioè dal parametro adimensionale β_0 . Gerolymos e Gazetas (2006 a) hanno mostrato, infatti, che la modifica del moto dipende dal rapporto tra la lunghezza d'onda del segnale $\lambda = V_s/f$ e l'altezza del pozzo H . Gli Autori hanno sviluppato un modello semplificato alla Winkler (*four - spring Winkler model*) nel quale la complessa distribuzione delle tensioni normali e tangenziali all'interfaccia pozzo - terreno viene riprodotta mediante sistemi in parallelo di molle e smorzatori viscosi, traslazionali e rotazionali, distribuiti lungo le superfici laterali e concentrati alla base del pozzo (Figura 2.11). I valori delle rigidità dinamiche e dei coefficienti di smorzamento delle molle e degli smorzatori distribuiti lungo il fusto del pozzo sono stati calibrati sulla matrice di impedenza dinamica complessiva del sistema pozzo - terreno. Gli Autori hanno considerato il caso di pozzo infinitamente rigido privo di massa di sezione circolare, quadrata e rettangolare, immerso in uno strato di terreno omogeneo visco - elastico lineare poggiante su un

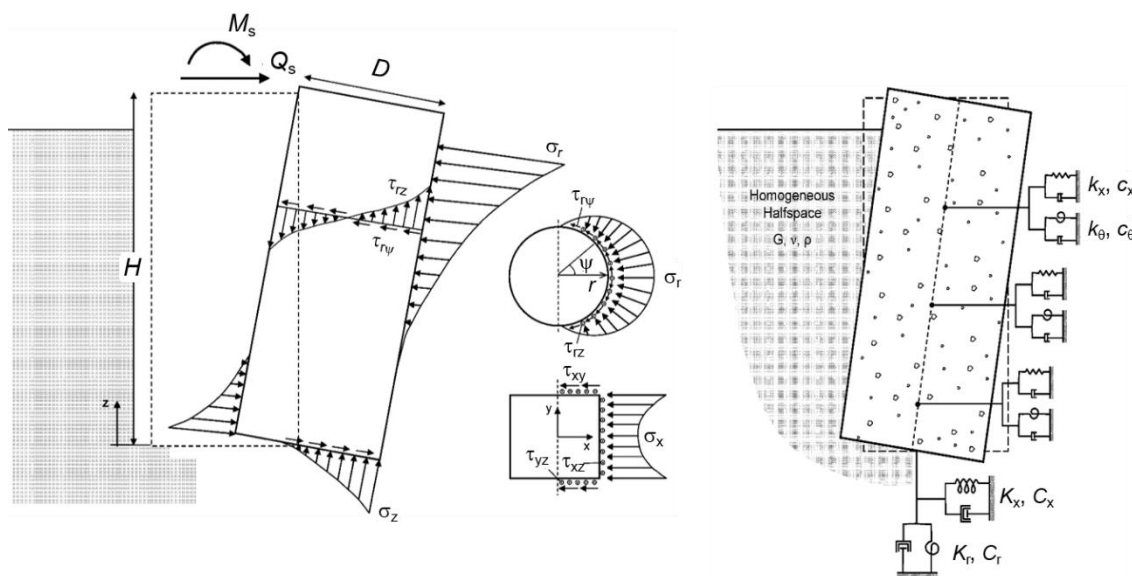


Figura 2.11. A sinistra, distribuzione delle tensioni all'interfaccia pozzo - terreno e, a destra, schematizzazione con il modello a 4 molle alla Winkler (modificata da Gerolymos e Gazetas, 2006 a)

bedrock deformabile, soggetto a sollecitazione armonica di pulsazione ω . Con tale modello è stato condotto uno studio parametrico relativo alle analisi di interazione cinematica, applicando ai sistemi molle - smorzatori viscosi il moto *free - field* ottenuto dalle analisi di riposta sismica locale (Figura 2.12). Le analisi sono state svolte nel dominio delle frequenze risolvendo le equazioni d'equilibrio dinamico del sistema in forma chiusa. I fattori di interazione cinematica ottenuti dalle analisi sono riportati nella Figura 2.13 in funzione della frequenza adimensionale β_0 e del rapporto di snellezza del pozzo H/D , per $l/b = 1$. Il fattore di interazione cinematica I_u è stato espresso, questa volta, in funzione dello spostamento orizzontale della testa del pozzo:

$$I_{u,top}(\omega) = \frac{u_{\text{testa pozzo,FIM}}(\omega)}{u_{\text{ff}}(z=0, \omega)} \quad (2.12)$$

in cui $u_{\text{testa pozzo,FIM}}$ è lo spostamento orizzontale della testa del pozzo. I fattori di interazione cinematica $I_{u,top}$ e I_θ tendono ad annullarsi per $\beta_0 \approx 6, 12, 18$: in queste condizioni, infatti, la forza orizzontale e la coppia risultante applicate al pozzo sono nulle, poiché la lunghezza d'onda del moto *free - field* applicato al pozzo è un multiplo intero di H , come mostrato nell'inserto della Figura 2.13. I fattori di interazione $I_{u,top}$ e I_θ , viceversa, assumono i valori massimi per $\beta_0 \approx 3, 9, 15$, poiché in queste condizioni il moto *free - field* impone al pozzo spostamenti orizzontali sbilanciati, dando luogo ai massimi valori di forza orizzontale e di coppia. Il rapporto di snellezza del pozzo H/D

influisce sui valori assunti dai fattori di interazione cinematica per frequenze elevate ($\beta_0 \geq 6$).

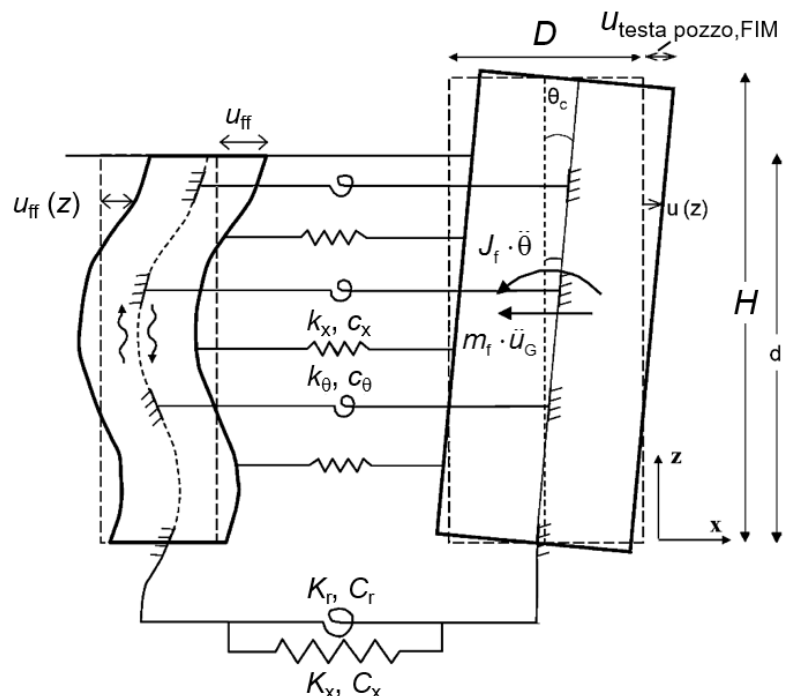


Figura 2.12. Modello a 4 molle utilizzato per l'analisi di interazione cinematica (modificata da Gerolymos e Gazetas, 2006 a)

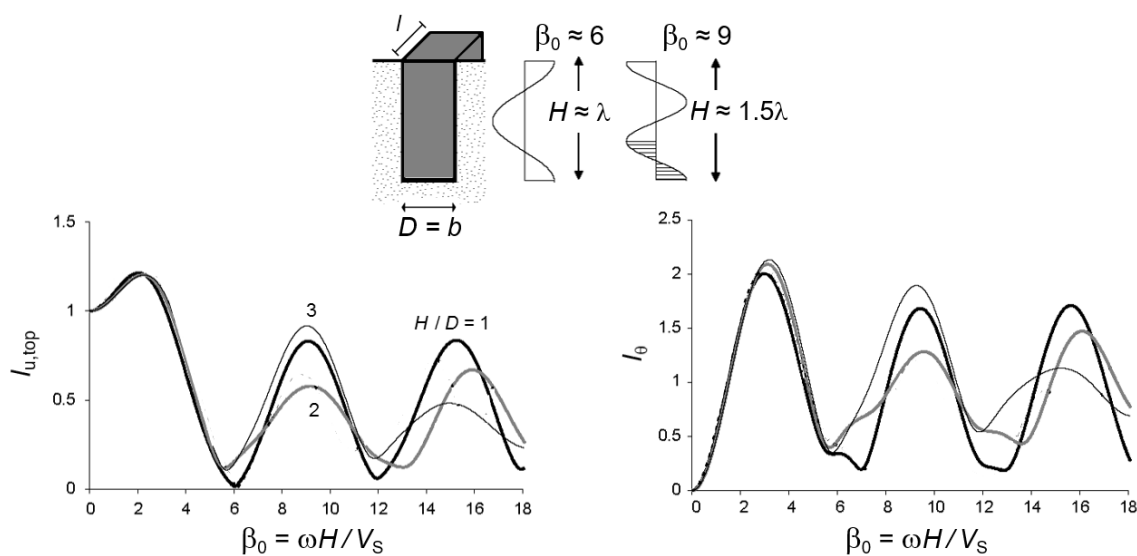


Figura 2.13. Fattori di interazione $I_{u,top}$ e I_θ in funzione della frequenza adimensionale β_0 e del rapporto di snellezza del pozzo H/D per un pozzo a sezione quadrata, $l/b = 1$ (modificata da Gerolymos e Gazetas, 2006 a)

2.2.1.1.2 Influenza del rapporto di snellezza del pozzo H/D

L'influenza del rapporto di snellezza del pozzo H/D sui fattori di interazione cinematica è stata approfondita da Conti *et al.* (2015). Nello specifico, essi hanno condotto uno studio parametrico adimensionale mediante analisi numeriche *FDM* di interazione cinematica. Le analisi sono state svolte in condizioni di deformazione piana, ricavando i fattori di interazione cinematica I_u , $I_{u,top}$ e I_θ per una fondazione nastriforme, dotata di massa, di altezza H e larghezza D . La fondazione è immersa in un semispazio visco-elastico lineare isotropo; l'input è costituito da una storia temporale sinusoidale dello spostamento orizzontale, di ampiezza costante e frequenza crescente nel tempo (*sweep* di frequenza). Gli andamenti dei fattori di interazione con la frequenza adimensionale β_0 confermano i risultati ottenuti da Elsabee e Morray (1977) e da Gerolymos e Gazetas (2006 a), mostrando una riduzione della componente traslazionale un incremento della componente traslazionale del *FIM* (Figura 2.14): si noti che il fattore di interazione cinematica I_θ assume il valore massimo per $\beta_0 \approx 3$, in accordo con i risultati forniti da Gerolymos e Gazetas, 2006 a. Inoltre, i fattori di interazione cinematica mostrano una forte dipendenza dal rapporto di snellezza H/D della fondazione. Nello specifico, i risultati delle analisi numeriche 2D mostrano che, a parità di frequenza adimensionale β_0 , I_θ cresce all'aumentare del rapporto H/D ; al contrario, il rapporto di snellezza H/D non influisce più sui risultati per $H/D < 0.25$, e la componente rotazionale del *FIM* si annulla ($I_\theta \approx 0$). In queste condizioni i fattori di interazione I_u e $I_{u,top}$ tendono a coincidere. Gli andamenti dei fattori di interazione cinematica sono compresi tra le due condizioni limite, $H/D \gg 1$ (condizioni di *free - field*) e $H/D \ll 1$ (fondazione indefinitamente estesa). Gli Autori hanno proposto delle relazioni semplificate per la stima dei fattori di interazione cinematica, in funzione della frequenza adimensionale β_0 e del rapporto di snellezza H/D :

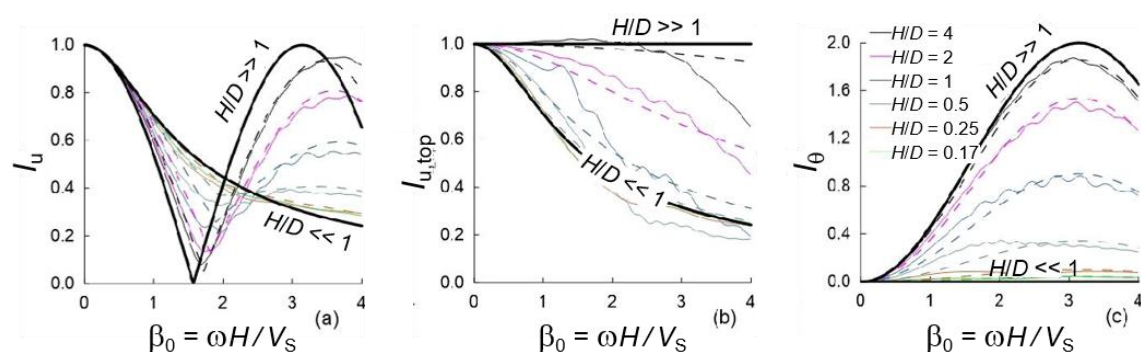


Figura 2.14. Fattori di interazione in funzione della frequenza adimensionale β_0 e del rapporto di snellezza H/D per una fondazione interrata nastriforme, $H/D \rightarrow \infty$. Curve continue: risultati delle analisi numeriche 2D; curve continue spesse: soluzioni limite teoriche; curve tratteggiate: espressioni semplificate proposte dagli Autori (modificata da Conti *et al.* 2015)

$$I_u(\beta_0, H/D) = \frac{a_1}{\sqrt{1+\beta_0^2}} + (1-a_1)|\cos(a_2 \cdot \beta_0)| \quad (2.13)$$

$$I_\theta(\beta_0, H/D) = a_3 [1 - \cos(\beta_0)] \quad (2.14)$$

$$I_{u,top}(\beta_0, H/D) = \frac{1}{\sqrt{1+a_4^2 \cdot \beta_0^2}} \quad (2.15)$$

in cui i coefficienti adimensionali a_1 , a_2 , a_3 e a_4 sono pari a

$$a_1(H/D) = \frac{(H/D)^{-1.78}}{0.82 + (H/D)^{-1.78}} \quad (2.16)$$

$$a_2(H/D) = \frac{0.17 + 0.80 \cdot (H/D)^{-1.48}}{0.17 + (H/D)^{-1.48}} \quad (2.17)$$

$$a_3(H/D) = \frac{1}{1 + 1.21 \cdot (H/D)^{-2.00}} \quad (2.18)$$

$$a_4(H/D) = \frac{(H/D)^{-2.42}}{0.31 + (H/D)^{-2.42}} \quad (2.19)$$

Tali relazioni costituiscono un'estensione delle relazioni proposte da Elsabee e Morray (1977), poiché tengono conto anche dell'influenza del rapporto di snellezza H/D oltre che della frequenza adimensionale β_0 .

2.2.1.1.3 Influenza del rapporto di forma della sezione trasversale del pozzo l/b

I fattori di interazione cinematica sono funzione anche del rapporto di forma della sezione trasversale della fondazione l/b . Gerolymos e Gazetas (2006 a) hanno ottenuto, mediante il modello a 4 molle alla Winkler (*four - spring Winkler model*) sopra riportato, i fattori di interazione cinematica $I_{u,top}$ e I_θ al variare del rapporto di forma l/b . Nello specifico, gli Autori hanno considerato rapporti di forma $l/b = 1, 2, 3$, per un pozzo caratterizzato da un rapporto di snellezza $H/D = 2$. I risultati hanno mostrato che i fattori di interazione cinematica dipendono da l/b alle frequenze più elevate e, in particolare, per valori della frequenza adimensionale $\beta_0 \geq 6$ (Figura 2.15): in dettaglio, i

fattori di interazione cinematica aumentano all'aumentare del rapporto l/b assumendo, per $\beta_0 \approx 9$ e 15 , valori di I_u ($l/b = 3$) doppi rispetto a quelli attinti per $l/b = 1$.

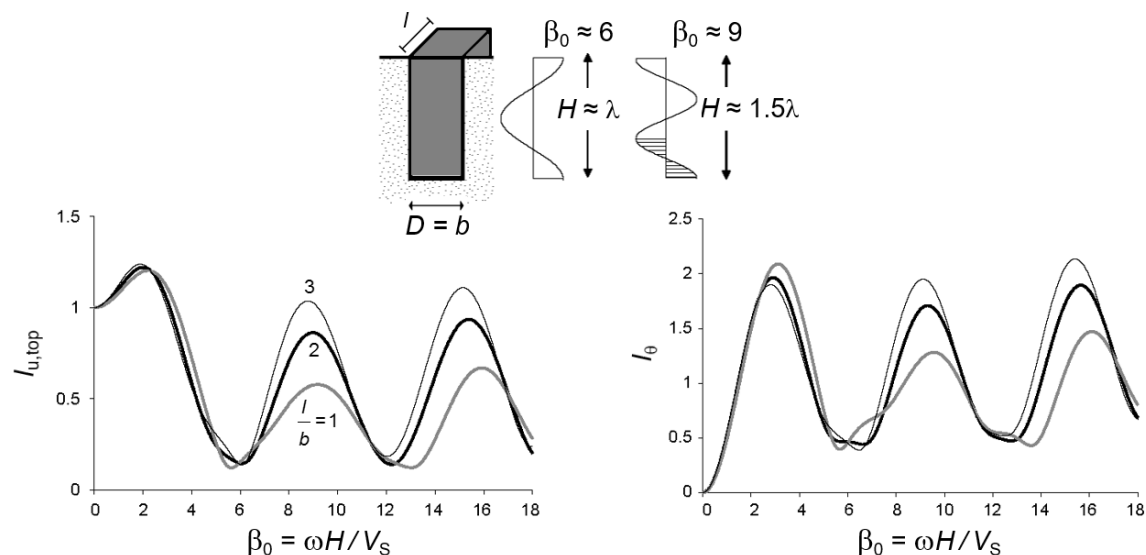


Figura 2.15. Fattori di interazione $I_{u,top}$ e I_θ in funzione della frequenza adimensionale β_0 e del rapporto di forma della sezione trasversale del pozzo l/b per $H/D = 2$ (modificata da Gerolymos e Gazetas, 2006 a)

2.2.1.1.4 Influenza delle caratteristiche di rigidità e della profondità della formazione rigida di base

I fattori di interazione cinematica dipendono dalle caratteristiche di rigidità del terreno sul quale si intesta il pozzo di fondazione (Cairo e Conte, 2014) e dalla profondità di tale deposito (Tsigginos *et al.*, 2008). Nello specifico, la presenza di un terreno alla base del pozzo di rigidità maggiore di quella del deposito sovrastante costituisce un vincolo cinematico per la fondazione, contribuendo a ridurre le ampiezze del moto della fondazione (*FIM*).

Cairo e Conte (2014) hanno condotto analisi di interazione cinematica con il modello a 4 molle proposto da Gerolymos e Gazetas (2006 a), per un pozzo, supposto in un primo momento privo di massa, caratterizzato da un'altezza $H = 8$ m e da una sezione quadrata ($l/b = 1$) di lato $l = 4$ m. In tali analisi l'*input*, applicato alla quota del piano di posa della fondazione, è costituito da onde di taglio di pulsazione ω che si propagano verticalmente all'interno di un mezzo visco - elastico omogeneo e isotropo. L'influenza della rigidità della formazione di base sui fattori di interazione cinematica è stata valutata effettuando due diverse analisi: una prima analisi nella quale il sottosuolo è schematizzato con un semispazio con $V_S = 100$ m/s e una seconda analisi nella quale la formazione alla base del pozzo possiede una velocità di propagazione delle onde di taglio $V_r = 4 \cdot V_S = 400$ m/s. I risultati delle analisi, riportati nella Figura 2.16, mostrano

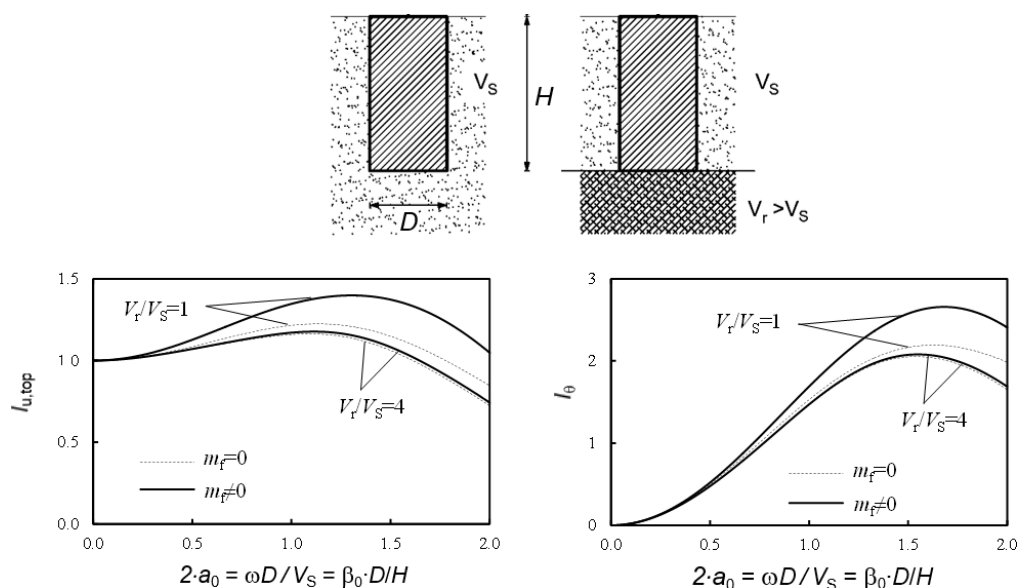


Figura 2.16. Fattori di interazione $I_{u,top}$ e I_0 in funzione della frequenza adimensionale β_0 , del rapporto di velocità V_r/V_s e della massa della fondazione m_f per un pozzo a sezione quadrata ($l/b = 1$) (modificata da Cairo e Conte, 2014)

che i fattori di interazione cinematica risentono della maggiore rigidezza della formazione di base, assumendo valori più bassi rispetto a quelli ottenuti nell'ipotesi di semispazio. Nello specifico, per $V_r = 4 \cdot V_s = 400$ m/s il fattore $I_{u,top}$ assume valori prossimi all'unità in quasi tutto il campo di frequenze investigato, indicando che gli effetti dell'interazione cinematica sono ridotti in presenza di una formazione di base più rigida di quella sovrastante. Tale considerazione è confermata dai valori assunti dal fattore di interazione I_0 , massimi nel caso di semispazio ($V_r = V_s$). Gli Autori hanno condotto le stesse analisi considerando la massa della fondazione ($m_f \neq 0$): i risultati mostrano che essa influisce sui fattori di interazione cinematica esclusivamente nel caso di semispazio. È da notare che, a rigore, nell'analisi di interazione cinematica il pozzo è da considerarsi privo di massa, al fine di osservare la modifica del moto indotta esclusivamente dal contrasto di rigidzze pozzo - terreno.

Cairo e Conte (2014) hanno condotto le analisi di interazione cinematica ipotizzando che la formazione rigida si trovasse alla base del pozzo di fondazione. Tsiginos *et al.* (2008) hanno considerato la possibilità che la formazione rigida si trovasse al di sotto della base della fondazione, a una profondità $Z > H$. Analogamente a Cairo e Conte (2014), Tsiginos *et al.* (2008) hanno svolto le analisi di interazione cinematica con il modello a 4 molle proposto da Gerolymos e Gazetas (2006 a), nell'ipotesi di comportamento meccanico dei terreni di fondazione di tipo visco - elastico lineare. Le caratteristiche della formazione rigida di base sono differenti da quelle del deposito: nello specifico, le analisi sono state condotte nell'ipotesi di rapporto di impedenza α pari a

$$\alpha = \frac{\rho V_s \sqrt{1 + 2i\xi}}{\rho_r V_r \sqrt{1 + 2i\xi_r}} = 0.08 \quad (2.20)$$

in cui al numeratore e al denominatore sono presenti, rispettivamente, la densità (ρ e ρ_r), la velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s e V_r) e i rapporti di smorzamento (ξ e ξ_r) del terreno nel quale è immerso il pozzo di fondazione e della formazione rigida di base.

I risultati sono stati espressi in termini di funzioni di trasferimento del pozzo, A_c , e del terreno nelle condizioni di *free - field*, A_{ff} , definite come segue:

$$A_c(\omega) = \frac{u_{\text{testa pozzo, FIM}}(\omega)}{u_{ff}(z=Z, \omega)} \quad (2.21)$$

$$A_{ff}(\omega) = \frac{u_{ff}(z=0, \omega)}{u_{ff}(z=Z, \omega)} \quad (2.22)$$

ove $u_{ff}(z=Z, \omega)$ è lo spostamento orizzontale nelle condizioni di *free - field* all'interfaccia tra i due terreni. Le funzioni di amplificazione del pozzo A_c sono state ottenute dagli Autori per valori del rapporto H/Z pari a 0.2, 0.4 e 0.6. Il confronto con la funzione di amplificazione A_{ff} (Figura 2.17) mostra che gli effetti dell'interazione cinematica crescono al crescere della frequenza di eccitazione, come precedentemente

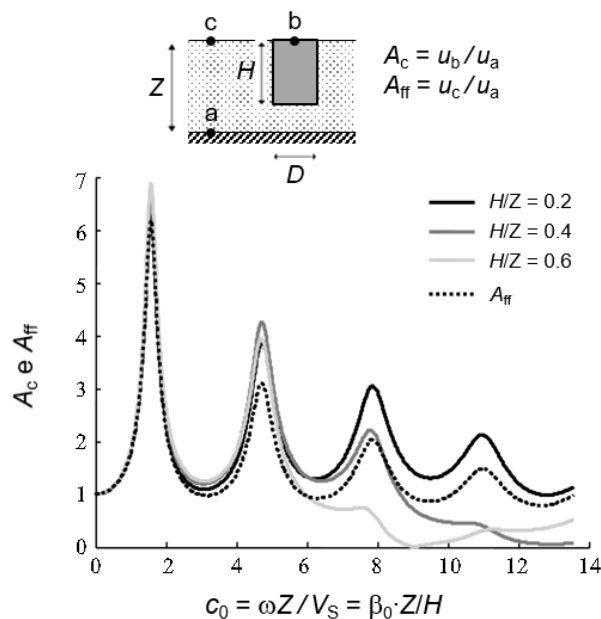


Figura 2.17. Funzioni di trasferimento in testa al pozzo (A_c) e al piano campagna condizioni di *free - field* (A_{ff}) in funzione della frequenza adimensionale β_0 e del rapporto H/Z per $\alpha=0.08$ (modificata da Tsiginos *et al.*, 2008)

discusso, e al crescere del rapporto H/Z , cioè per formazioni rigide prossime alla base del pozzo. Nello specifico, la presenza della formazione rigida di base contribuisce a limitare le ampiezze del FIM , dando luogo anche a valori nulli della funzione di amplificazione A_c e quindi di $u_{\text{testa pozzo}, FIM}$. Si noti che $I_{u, \text{top}} = A_c/A_{\text{ff}}$: per $A_c < A_{\text{ff}}$ si ha, quindi, $I_{u, \text{top}} < 1$.

2.2.1.1.5 Influenza della direzione di propagazione dell'input

I risultati degli studi finora presentati sono stati ottenuti nell'ipotesi di direzione di propagazione delle onde di taglio verticale. Cairo *et al.* (2016) hanno valutato la dipendenza dei fattori di interazione cinematica dall'angolo ϵ_{inp} che individua la direzione di propagazione del segnale di *input* rispetto alla verticale. Nello specifico, gli Autori hanno condotto analisi di interazione cinematica al variare dell'angolo ϵ_{inp} , utilizzando il modello a tre molle proposto da Varun *et al.* (2009): tale modello prende le mosse da quello, precedentemente illustrato, proposto da Gerolymos e Gazetas (2006 a), eliminando l'impedenza rotazionale concentrata alla base del pozzo, di importanza trascurabile rispetto alle impedenze distribuite lungo il fusto del pozzo e all'impedenza traslazionale concentrata alla base dello stesso. Nelle analisi, il pozzo cilindrico, di diametro $D = 10$ m e altezza $H = 15$ m, è immerso in uno strato di terreno visco - elastico omogeneo caratterizzato da una velocità $V_s = 150$ m/s poggiante su un semispazio omogeneo con $V_r = 4 \cdot V_s = 400$ m/s. Il rapporto di smorzamento dei terreni di fondazione è pari a $\xi = 5\%$. L'*input* è costituito da un'onda di taglio armonica di pulsazione ω , la cui direzione di propagazione è inclinata rispetto alla verticale di un angolo ϵ_{inp} . In queste condizioni, è necessario distinguere tra onde di taglio SV , la cui direzione di polarizzazione appartiene al piano verticale, e le onde di taglio SH , la cui direzione di polarizzazione appartiene al piano orizzontale. I fattori di interazione cinematica ottenuti dagli Autori sono riportati nella Figura 2.18. Con riferimento alle onde SV (Figura 2.18 a) e b), la dipendenza dei fattori di interazione cinematica dalla frequenza è analoga a quella osservata precedentemente. Il fattore di interazione $I_{u, \text{top}}$ assume generalmente valori inferiori all'unità, come già osservato precedentemente per $\epsilon_{\text{inp}} = 0$. Tuttavia, per $\epsilon_{\text{inp}} = 60^\circ$ il fattore $I_{u, \text{top}}$ assume valori maggiori dell'unità, con un valore massimo pari a $I_{u, \text{top}} \approx 1.5$, indicando un'amplificazione della componente traslazionale del moto rispetto alle condizioni di *free - field*. Analogamente, la componente rotazionale del FIM (I_θ) assume i valori massimi per $\epsilon_{\text{inp}} = 60^\circ$. La dipendenza dei fattori di interazione cinematica dall'angolo di propagazione ϵ_{inp} non è, quindi, biunivoca. I risultati ottenuti per le onde SH , al contrario, mostrano effetti cinematici contenuti: nello specifico, la funzione $I_{u, \text{top}}$ assume valori prossimi all'unità per tutte le frequenze di eccitazione e gli angoli di propagazione considerati. Per le onde SH , la relazione tra i fattori di interazione cinematica e l'angolo di propagazione dell'*input* ϵ_{inp} è biunivoca: in particolare, all'aumentare di ϵ_{inp} gli effetti di natura cinematica diminuiscono e divengono trascurabili per $\epsilon_{\text{inp}} = 80^\circ$ anche alle alte frequenze, potendo quindi assumersi $I_{u, \text{top}} = 1$ e $I_\theta = 0$.

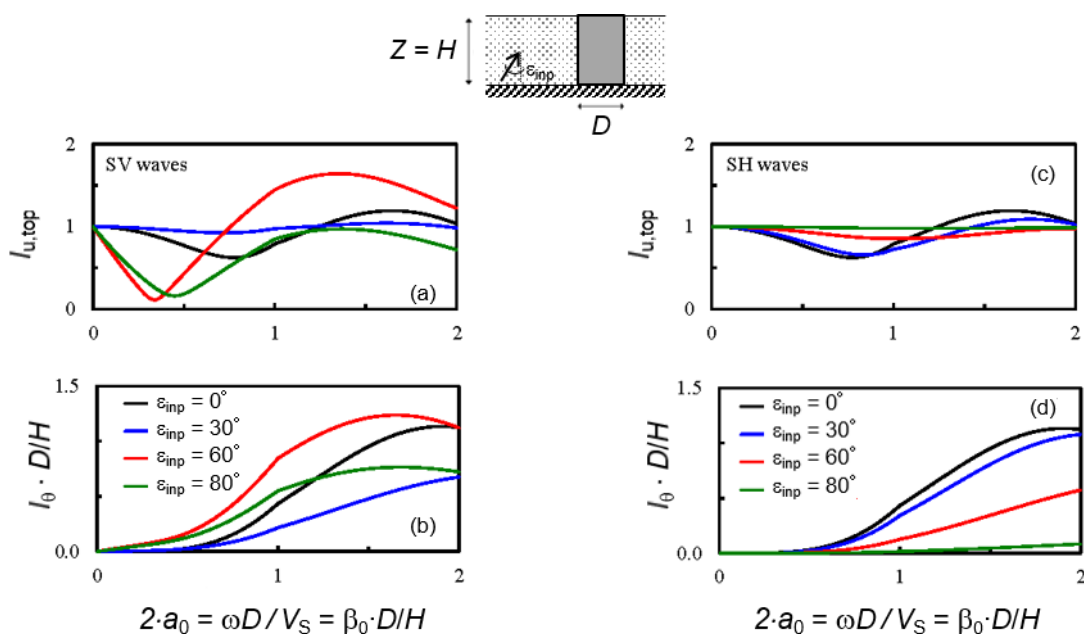


Figura 2.18. Fattori di interazione cinematica al variare della frequenza adimensionale β_0 e dell'angolo di propagazione dell'input rispetto alla verticale ε_{inp} (modificata da Cairo *et al.*, 2016)

2.2.1.2 Interazione inerziale

Nell'analisi di interazione inerziale la sovrastruttura viene soggetta al *FIM* precedentemente determinato nell'analisi di interazione cinematica, al fine di determinare gli spostamenti e le sollecitazioni alle quali viene sottoposta la fondazione e la sovrastruttura stessa. Come già riportato nel § 2.2.1, in queste analisi la sovrastruttura viene tipicamente modellata con un oscillatore a un grado di libertà (*S.D.O.F.*), mentre il sistema fondazione - terreno viene ricondotto a un sistema di impedenze dinamiche dipendenti dalla frequenza. Per effetto dell'interazione inerziale, le proprietà dinamiche del sistema, quali il periodo proprio T_{eq} e il rapporto di smorzamento ξ_{eq} si modificano rispetto alla condizione di sovrastruttura incastrata alla base (assenza di interazione).

Si riportano di seguito le espressioni disponibili in letteratura per la stima delle matrici di impedenza dinamica $[\tilde{K}]$ dei pozzi di fondazione; successivamente, vengono valutati gli effetti dell'interazione inerziale sulle proprietà dinamiche dell'intero sistema e i parametri adimensionali che influiscono sul problema.

2.2.1.2.1 Matrici di impedenza dinamica dei pozzi di fondazione

Come riportato nel § 2.2.1, nelle analisi di interazione inerziale il sistema fondazione - terreno viene tipicamente ricondotto a un sistema di impedenze dinamiche con l'obiettivo di riprodurre, globalmente, il legame forze (momenti) - spostamenti (rotazioni). Il problema della determinazione delle impedenze dinamiche dei pozzi di

fondazione è stato affrontato da diversi autori nella letteratura scientifica (Veletsos e Wei, 1971; Beredugo e Novak, 1972; Novak e Sachs, 1973; Kausel, 1974; Elsabee e Morray, 1977; Kausel e Ushijima, 1979; Gazetas, 1983; Apsel e Luco, 1987; Gazetas e Tassoulas, 1987; Luco e Wong, 1987; Fotopoulou *et al.*, 1989; Hatzikonstantinou *et al.*, 1989; Gazetas, 1991 a, b; Gazetas e Stokoe, 1991; Çelebi *et al.*, 2006; Gerolymos e Gazetas, 2006 a; Mylonakis *et al.*, 2006; Varun *et al.*, 2009; Shadlou e Bhattacharya, 2016). Tra questi, Gazetas (1983 e 1991 a, b) ha passato in rassegna le soluzioni disponibili nella letteratura scientifica, ottenute con differenti approcci (analitici, semi-analitici, agli elementi di contorno, agli elementi finiti), evidenziando i parametri che influiscono maggiormente sulla rigidità e sullo smorzamento del sistema pozzo di fondazione - terreno.

L'impedenza dinamica associata al generico grado di libertà della fondazione (traslazione orizzontale e verticale, rotazione, torsione), richiamata nell'equazione (2.4), può essere espressa come

$$\tilde{K}(\omega) = K \cdot k(\omega) + i\omega C(\omega) \quad (2.23)$$

in cui la parte reale $K \cdot k(\omega)$ è il prodotto della rigidità statica K ($\omega = 0$) e del coefficiente di rigidità dinamica $k(\omega)$ e in cui la parte immaginaria presenta il coefficiente di smorzamento $C(\omega)$. Tipicamente, le espressioni del coefficiente di smorzamento disponibili in letteratura forniscono il solo contributo di smorzamento per radiazione. Il contributo dello smorzamento isteretico dei terreni di fondazione può essere incluso come segue:

$$C_{\text{tot}}(\omega) = C(\omega) + \frac{2 \cdot K \cdot k(\omega)}{\omega} \xi \quad (2.24)$$

in cui ξ rappresenta il rapporto di smorzamento isteretico dei terreni di fondazione.

Le relazioni disponibili in letteratura per la stima di K , $k(\omega)$ e $C(\omega)$ sono state ottenute dai vari autori descrivendo il comportamento meccanico dei terreni di fondazione con un mezzo visco - elastico lineare, caratterizzato da un modulo di rigidità al taglio $G = \rho \cdot V_s^2$, costante o variabile con la profondità, in cui ρ è la densità e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio, da un coefficiente di Poisson ν e da un rapporto di smorzamento isteretico ξ . Il deposito di terreno è stato schematizzato come uno strato di spessore Z poggiante su *bedrock* o come un semispazio ($Z \rightarrow \infty$). La fondazione è tipicamente schematizzata come un corpo rigido. In tali condizioni, le impedenze dinamiche dei pozzi di fondazione dipendono principalmente da:

- la forma e le dimensioni della sezione trasversale del pozzo (circolare, rettangolare);

- l'altezza del pozzo H ;
- la qualità del contatto pozzo - terreno, espresso dall'altezza $d \leq H$;
- la presenza della formazione rigida di base, collocata alla profondità Z ;
- la frequenza di eccitazione, espressa generalmente in termini di frequenza adimensionale $a_0 = \omega R/V_S$;
- l'eterogeneità dei terreni di fondazione in termini di modulo di taglio G (profilo costante o crescente con la profondità);
- l'anisotropia dei terreni di fondazione in termini di modulo di taglio G (Gazetas, 1983);
- il grado di nonlinearità atteso per i terreni di fondazione e il conseguente livello deformativo, per il quale ottenere valori "operativi" del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ .

Gazetas (1991, a, b) ha fornito le relazioni analitiche per il calcolo delle impedenze dinamiche alla base di fondazioni interrate (*embedded shallow foundations*, $H \neq 0$), per rapporti di snellezza $H/D < 1$ e $H/Z \leq 0.5$. Nello specifico, sono stati considerati i casi di fondazione immersa in un semispazio omogeneo (Figura 2.19 a) e in un deposito omogeneo di spessore Z poggiante su una formazione rigida (Figura 2.19 b): per quest'ultimo caso, più generale, sono riportate di seguito le espressioni delle rigidità dinamiche $K(\omega)$ e dei coefficienti di smorzamento per radiazione $C(\omega)$, per il modo traslazionale (K_{xx} e C_{xx}), rotazionale (K_{rr} e C_{rr}) e accoppiato (K_{xr} e C_{xr}), di maggiore interesse per il prosieguo del lavoro.

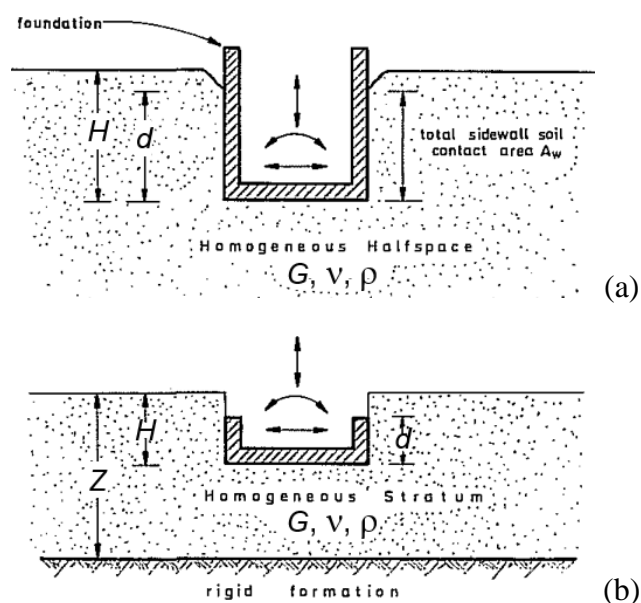


Figura 2.19. Schemi per il calcolo delle impedenze di fondazioni interrate: semispazio omogeneo (a) e strato omogeneo poggiante su *bedrock* (b) (modificata da Gazetas, 1991 a)

Per fondazioni infinitamente rigide la matrice di impedenza è simmetrica, per cui si ha $K_{rx} = K_{xr}$ e $C_{rx} = C_{xr}$.

Per fondazione interrata cilindrica di raggio R la rigidezza dinamica alla traslazione $K_{xx}(\omega)$ è:

$$K_{xx}(\omega) = \left[K_{xx,sur} \left(1 + \frac{d}{R} \right) \left(1 + 1.25 \frac{H}{Z} \right) \right] \cdot k_{xx}(\omega) \quad (2.25)$$

in cui il termine tra parentesi quadre rappresenta la rigidezza statica K_{xx} , espressa in funzione della rigidezza statica della fondazione superficiale ($d = H = 0$) di raggio R $K_{xx,sur}$, pari a

$$K_{xx,sur} = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + 0.5 \frac{R}{Z} \right) \quad (2.26)$$

e in cui $k_{xx}(\omega)$ è il coefficiente di rigidezza dinamica, ricavabile da abachi proposti dall'Autore e di cui si riporta un esempio nella Figura 2.20 a, per il caso di fondazione circolare ($l/b = 1$).

L'espressione della rigidezza dinamica associata al modo rotazionale $K_{rr}(\omega)$ è pari a

$$K_{rr}(\omega) = \left[K_{rr,sur} \left(1 + 2 \frac{d}{R} \right) \left(1 + 0.65 \frac{H}{Z} \right) \right] \cdot k_{rr}(\omega) \quad (2.27)$$

in cui

$$K_{rr,sur} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 0.17 \frac{R}{Z} \right) \quad (2.28)$$

$$k_{rr}(\omega) = 1 - 0.2a_0 \quad (2.29)$$

L'espressione della rigidezza dinamica accoppiata $K_{xr}(\omega)$ è

$$K_{xr}(\omega) = \left[\frac{1}{3} dK_{xx}(\omega=0) \right] \cdot k_{xr}(\omega) \quad (2.30)$$

in cui $K_{xx}(\omega=0)$ è la rigidezza statica della fondazione interrata e

$$k_{xr}(\omega) = 1 \quad (2.31)$$

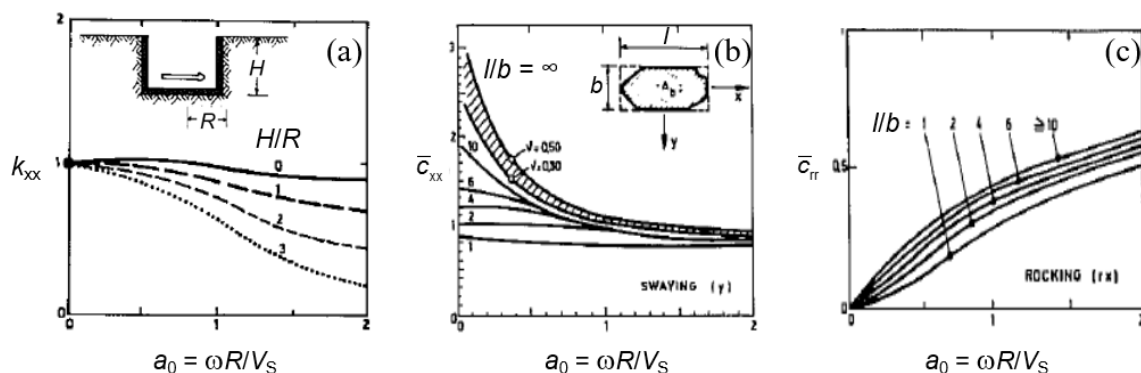


Figura 2.20. Coefficiente di rigidezza dinamica (a) e parametri adimensionali per la determinazione del coefficiente di smorzamento alla traslazione (b) e alla rotazione (c) per fondazioni interrate (modificata da Gazetas, 1991 a)

L'espressione del coefficiente di smorzamento per radiazione $C_{xx}(\omega)$ è

$$C_{xx}(\omega) = C_{xx,sur}(\omega) + \rho V_S A_{ws} + \rho V_{La} A_{wce} \quad (2.32)$$

in cui V_{La} è la velocità di Lysmer (*Lysmer's analog wave velocity*), pari a $V_{La} = 3.4 \cdot V_S / [\pi \cdot (1 - \nu)]$, e A_{ws} e A_{wce} sono, rispettivamente, la quota parte di superficie laterale della fondazione, effettivamente a contatto con il terreno ($d < H$), che sottopone il terreno a sollecitazioni di taglio e di compressione; $C_{xx,sur}(\omega)$ è il coefficiente di smorzamento per radiazione della fondazione superficiale ($d = H = 0$) di raggio R , pari a

$$C_{xx,sur}(\omega) = \begin{cases} 0 & f < \frac{3}{4} \cdot f_{0,s} \\ \rho V_S A_b \bar{c}_{xx} & f > \frac{4}{3} \cdot f_{0,s} \\ \text{interpolazione lineare} & \frac{3}{4} \cdot f_{0,s} < f < \frac{4}{3} \cdot f_{0,s} \end{cases} \quad (2.33)$$

in cui A_b è l'area della sezione trasversale della fondazione, $f_{0,s} = 4Z/V_S$ è la frequenza fondamentale del deposito per taglio ("*shearing modes of vibration*") e \bar{c}_{xx} è un coefficiente adimensionale che dipende dalla frequenza adimensionale a_0 e dalle dimensioni in pianta della fondazione (Figura 2.20 b).

L'espressione del coefficiente di smorzamento per radiazione associato alla rotazione $C_{rr}(\omega)$ è

$$C_{rr}(\omega) = \bar{C}_{rr,sur}(\omega) + \rho V_{La} I_{wce} \bar{c}_1 + \rho V_S \left(J_{ws} + \sum_i [A_{wce,i} \cdot \Delta_i^2] \right) \bar{c}_1 \quad (2.34)$$

in cui J_{ws} e I_{wce} rappresentano, rispettivamente, il momento d'inerzia totale, rispetto alla base, della quota parte di superficie laterale della fondazione, effettivamente a contatto con il terreno ($d < H$), che sottopone il terreno a sollecitazioni di taglio e di compressione; Δ_i rappresenta la distanza delle aree A_{wce} che sottopongono il terreno a compressione; \bar{c}_1 è un coefficiente adimensionale la cui espressione è

$$\bar{c}_1 = 0.25 + 0.65 \sqrt{a_0} \left(\frac{d}{H} \right)^{\frac{a_0}{2}} \cdot \left(\frac{H}{R} \right) \quad (2.35)$$

$C_{rr,sur}(\omega)$ è il coefficiente di smorzamento per radiazione della fondazione superficiale ($d = H = 0$) di raggio R , pari a

$$C_{xx,sur}(\omega) = \begin{cases} 0 & f < f_{0,c} \\ \rho V_{La} I_{bx} \bar{c}_{rr} & f > f_{0,c} \end{cases} \quad (2.36)$$

in cui I_{bx} è il momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse x , $f_{0,c} = 4Z/V_{La}$ è la frequenza fondamentale del deposito per compressione (“*compressing modes of vibration*”) e \bar{c}_{rr} è un coefficiente adimensionale che dipende dalla frequenza adimensionale a_0 e dalle dimensioni in pianta della fondazione (Figura 2.20 c).

In ultimo, l'espressione del coefficiente di smorzamento $C_{xr}(\omega)$ è

$$C_{xr}(\omega) = \frac{1}{3} d C_{xx}(\omega) \quad (2.37)$$

All'aumentare dell'entità (H) e della qualità ($d \leq H$) del contatto pozzo - terreno si osserva un incremento della rigidità dinamica e del coefficiente di smorzamento, sia per la traslazione che per la rotazione della fondazione. L'incremento dello smorzamento è dovuto all'incremento dell'area al contatto pozzo - terreno, per il quale l'energia irradiata dalla fondazione verso l'esterno cresce. Il contatto pozzo - terreno può essere ridotto per effetto di fenomeni non lineari all'interfaccia, quali lo scorrimento relativo, dovuto al raggiungimento della resistenza al taglio dell'interfaccia (“*sliding*”) e la separazione, causata dal raggiungimento della resistenza a trazione (“*gapping*”), in particolar modo in prossimità del piano campagna, dove lo stato di confinamento è ridotto.

La presenza del *bedrock* ($Z \neq 0$) contribuisce ad aumentare la rigidità del sistema pozzo - terreno, in quanto costituisce un vincolo cinematico per la fondazione: di tale

effetto si risente se il volume di terreno significativo si estende fino a una profondità $z \geq Z$. L'estensione del volume significativo dipende dal modo dominante della fondazione, essendo massimo per il modo verticale e minimo per il modo rotazionale. Il coefficiente di smorzamento risente in maniera duplice della presenza del *bedrock*. In primo luogo, in presenza del *bedrock* si ha la completa riflessione delle onde emanate dalla fondazione, che vanno nuovamente a interessare la fondazione stessa, incrementandone l'ampiezza del moto. Inoltre, la presenza del *bedrock* introduce nel sistema la frequenza propria del deposito f_0 ($f_{0,s}$ o $f_{0,c}$ in funzione del moto della fondazione) che costituisce una frequenza di *cut-off*, $f_{cut-off}$, per lo smorzamento per radiazione: in particolare, per $f < f_{cut-off}$ lo smorzamento per radiazione è nullo, mentre per $f > f_{cut-off}$ lo smorzamento per radiazione assume il valore massimo, pari a quello che si otterrebbe per il semispazio ($Z \rightarrow \infty$). Per $f < f_{cut-off}$, infatti, non possono generarsi all'interno del deposito onde di superficie, responsabili dell'allontanamento delle onde sismiche dalla fondazione e, quindi, della dissipazione di energia per radiazione.

Il coefficiente di smorzamento dipende, inoltre, dal modo di vibrare della fondazione: nello specifico, come per l'estensione del volume significativo, esso assume i valori massimi per il modo di vibrare nella direzione verticale e i valori minimi per il modo rotazionale (*rocking*). Quando la fondazione è soggetta a oscillazioni nella direzione verticale, infatti, le onde irradiate in fondazione sono in fase tra loro; viceversa, quando la fondazione è soggetta prevalentemente a un modo rotazionale, le onde emesse da due punti collocati simmetricamente rispetto al centro della fondazione sono in opposizione di fase ($\phi = 180^\circ$) e tendono a "cancellarsi" a vicenda: lo smorzamento per radiazione, anche nel caso di fondazione immersa in un semispazio, è quindi minimo.

Per formazione di base di rigidità finita G_r , le rigidità dinamiche e i coefficienti di smorzamento dipendono dal rapporto tra il modulo di rigidità al taglio del deposito G e della formazione di base G_r . Nello specifico, le rigidità dinamiche e i coefficienti di smorzamento assumono valori intermedi tra quelli delle soluzioni limite, costituite dal caso di semispazio ($G/G_r = 1$) e dal caso di deposito poggiante su formazione di base infinitamente rigida ($G/G_r \rightarrow 0$).

La frequenza di eccitazione, rappresentata dalla frequenza adimensionale $a_0 = \omega R/V_s$, comporta una riduzione della rigidità dinamica traslazionale e rotazionale, $K_{xx}(\omega)$ e $K_{rr}(\omega)$ e del coefficiente di smorzamento traslazionale $C_{xx}(\omega)$ (Figura 2.20); viceversa, comporta un incremento del coefficiente di smorzamento rotazionale $C_{rr}(\omega)$.

L'eterogeneità del deposito di terreno nel quale è immersa la fondazione influisce, in particolar modo, sui valori assunti dai coefficienti di smorzamento $C(\omega)$. Per un profilo del modulo di rigidità al taglio G crescente con la profondità, la rigidità statica aumenta e lo smorzamento per radiazione diminuisce rispetto alle condizioni di semispazio omogeneo. Le onde emesse dalla fondazione, infatti, possono essere anche interamente riflesse dalla presenza di un terreno sottostante di maggiore rigidità,

andando a interessare nuovamente la fondazione. Tale effetto si riduce all'aumentare della frequenza adimensionale a_0 : alle alte frequenze, infatti, le lunghezze d'onda $\lambda = V_s/f$ si riducono e il deposito appare come un mezzo omogeneo con il modulo di rigidezza che si ha nel punto di emissione dell'onda. Gli effetti dell'eterogeneità del deposito sulle impedenze possono essere considerati adottando le espressioni ottenute nell'ipotesi di deposito omogeneo, utilizzando valori del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento isteretico ξ rappresentativi del volume significativo.

Per anisotropia del terreno si intende, nel calcolo delle impedenze dinamiche, la dipendenza delle caratteristiche elastiche dei terreni dalla direzione di applicazione del carico, orizzontale o verticale. In questo caso, i parametri necessari per descrivere il comportamento dei terreni sono cinque, G_h , G_v , V_{hv} , V_{hh} e G_{vh} , in cui h indica la direzione orizzontale e v la direzione verticale. Viene definito il grado di anisotropia $n = G_h/G_v$. L'anisotropia del terreno influisce sui valori assunti dalle rigidezze statiche traslazionali K_{xx} e K_{yy} e rotazionali, K_{rx} e K_{ry} : nello specifico, all'aumentare del grado di anisotropia n , esse aumentano. La dipendenza dalla frequenza delle impedenze è poco influenzata dal grado di anisotropia n (Gazetas, 1983).

Il comportamento non lineare dei terreni di fondazione influisce in maniera significativa sulle impedenze dinamiche del sistema fondazione - terreno. In particolare, all'aumentare del livello deformativo dei terreni di fondazione si ha un decadimento del modulo di rigidezza G e un incremento del rapporto di smorzamento isteretico ξ (Vucetic e Dobry, 1991), intesi come parametri secanti. Tale modifica dei parametri secanti può essere tenuta in considerazione utilizzando le soluzioni sopra riportate con valori "operativi" del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento, derivati dai risultati dell'analisi di risposta sismica locale in condizioni di *free - field* condotta con il metodo lineare equivalente. In questo modo è possibile considerare le non linearità indotte dal moto sismico nelle condizioni di *free - field* ("primary nonlinearities") ma non quelle causate dai fenomeni di interazione ("secondary nonlinearities", Mylonakis *et al.*, 2006).

Le soluzioni riportate da Gazetas (1991 a, b) sono state ottenute per rapporti di snellezza dei pozzi $H/D < 1$. Per maggiori valori di H/D , compresi tra 2 e 6, le impedenze dinamiche del sistema pozzo - terreno possono essere stimate con le relazioni proposte da Varun *et al.* (2009). Gli Autori hanno fatto riferimento a un modello simile a quello proposto da Gerolymos e Gazetas (2006 a) (Figura 2.11) trascurando, tuttavia, il contributo della molla e dello smorzatore rotazionale concentrati alla base del pozzo ("three - spring model"). I valori delle molle e degli smorzatori sono stati calibrati sulla base di regressione ai minimi quadrati dei valori delle impedenze dinamiche ottenute da analisi *FEM 3D*. Le espressioni delle rigidezze statiche delle molle distribuite k_x e k_θ e concentrata alla base K_{bx} sono (Figura 2.21):

$$\frac{k_x}{E} = 1.828 \left(\frac{H}{D} \right)^{-0.15} \quad (2.38)$$

$$\frac{k_\theta}{ED^2} = 1.106 + 0.227 \left(\frac{H}{D} \right) \quad (2.39)$$

$$\frac{K_{bx}}{ED} = 0.669 + 0.129 \left(\frac{H}{D} \right) \quad (2.40)$$

I coefficienti di rigidità dinamica, espressi in questo caso come $k'(\omega)$ in funzione della frequenza adimensionale $a'_0 = \omega D/V_S = 2 \cdot a_0$ sono pari a (Figura 2.22)

$$k'_x(\omega) = 1 - 0.1 \cdot a'_0 \quad (2.41)$$

$$k'_\theta(\omega) = 1 - 0.225 \cdot a'_0 \quad (2.42)$$

$$k'_{bx}(\omega) = 1 \quad (2.43)$$

I coefficienti di smorzamento $c_x(\omega)$, $c_\theta(\omega)$ e $C_{bx}(\omega)$ sono pari a (Figura 2.22)

$$\frac{c_x(\omega)}{E} = \begin{cases} 1.85 \cdot a'_0 & a'_0 < 1 \\ 1.85 & a'_0 > 1 \end{cases} \quad (2.44)$$

$$\frac{c_\theta(\omega)}{ED^2} = \begin{cases} -0.21 \left(\frac{H}{D} \right) \cdot a'_0 & a'_0 < 1 \\ -0.21 \left(\frac{H}{D} \right) \cdot (2 - a'_0) & 1 < a'_0 < 2 \\ 0 & a'_0 > 2 \end{cases} \quad (2.45)$$

$$\frac{C_{bx}(\omega)}{ED} = \begin{cases} 0.60 \cdot a'_0 & a'_0 < 0.6 \\ 0.36 & a'_0 > 0.6 \end{cases} \quad (2.46)$$

Il coefficiente di smorzamento $c_\theta(\omega)$ può assumere valori negativi, indicando che le onde irradiate dalle tensioni tangenziali verticali all'interfaccia pozzo - terreno (τ_{rz} nella Figura 2.11) sono in opposizione di fase ($\phi = 180^\circ$) con quelle irradiate mediante gli altri meccanismi resistenti. Con tali soluzioni è possibile tenere in conto, in maniera

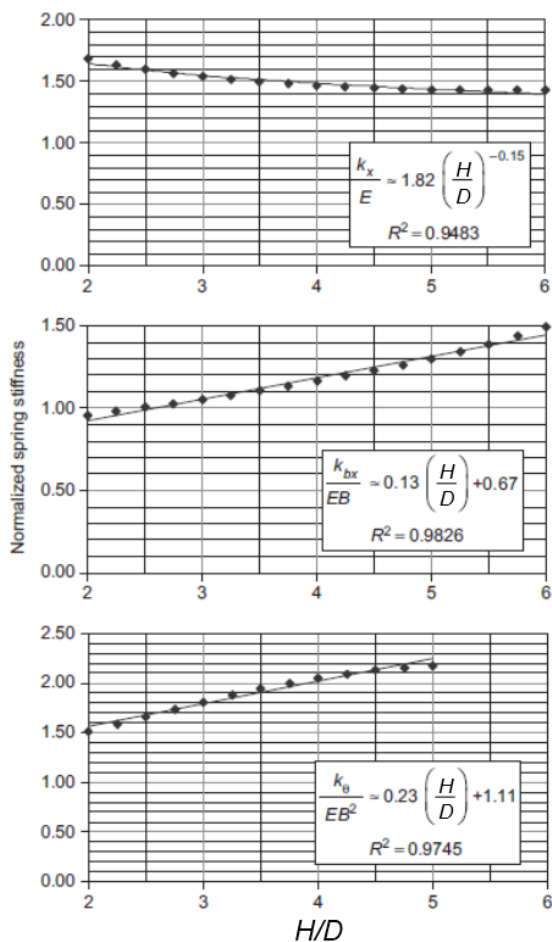


Figura 2.21. Rigidezze statiche delle molle distribuite (k_x e k_θ) e concentrate (K_{dx}) in funzione del rapporto di snellezza del pozzo H/D (modificata da Varun *et al.*, 2009)

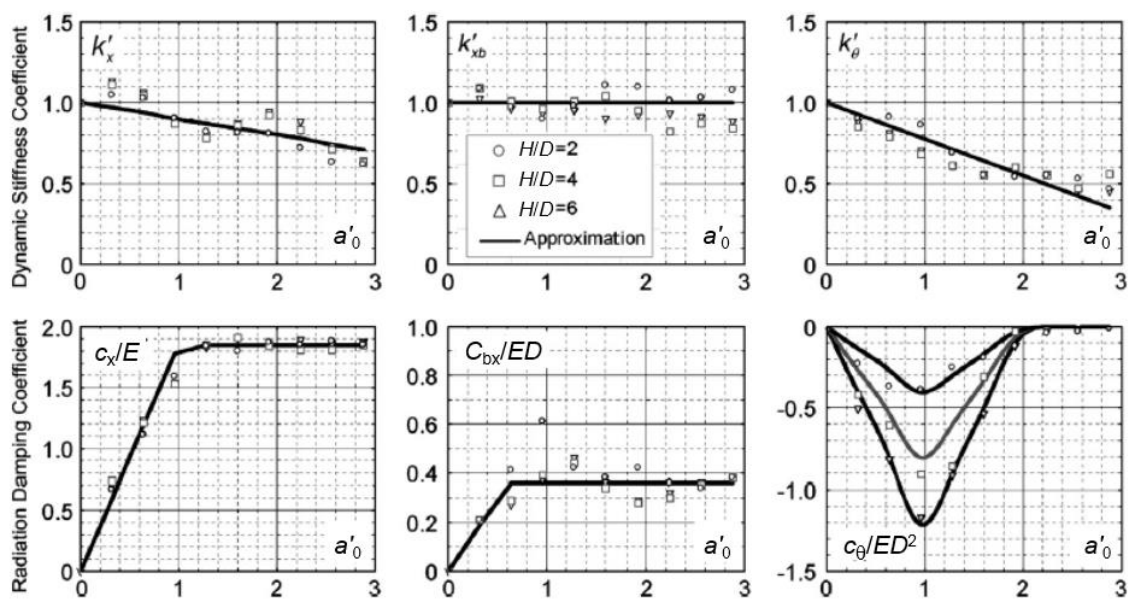


Figura 2.22. Coefficienti di rigidezza dinamica e di smorzamento, in funzione della frequenza adimensionale a'_0 e del rapporto di snellezza del pozzo H/D (modificata da Varun *et al.*, 2009)

diretta, l'eterogeneità dei terreni di fondazione, ottenendo la rigidezza e il coefficiente di smorzamento alla generica profondità per il modulo di Young E di interesse. La presenza del *bedrock* non è considerata.

2.2.1.2.2 Modifica delle proprietà dinamiche del sistema per effetto dell'interazione

Per effetto dell'interazione terreno - struttura, le proprietà dinamiche della sovrastruttura si modificano rispetto a quelle della sovrastruttura a vincoli fissi. Nello specifico, la cedevolezza del sistema fondazione - terreno comporta un incremento del periodo proprio, passando dal periodo T_s della sovrastruttura incastrata alla base al periodo T_{eq} ; analogamente, il rapporto di smorzamento del sistema ξ_{eq} è generalmente maggiore del rapporto di smorzamento della sola sovrastruttura ξ_s . La modifica del rapporto di smorzamento è dovuta al fatto che l'energia introdotta nel sistema dall'evento sismico può essere dissipata non solo all'interno della sovrastruttura, ma anche all'interno dei terreni di fondazione, per radiazione (smorzamento geometrico) e per isteresi (smorzamento di materiale).

Nella letteratura scientifica la modifica delle proprietà dinamiche del sistema per effetto dei fenomeni di interazione è un aspetto ampiamente studiato; sono, infatti, disponibili varie relazioni analitiche per la stima del periodo proprio T_{eq} e del rapporto di smorzamento ξ_{eq} (Veletsos e Wei, 1971; Jennings e Bielak, 1973; Veletsos e Meek, 1974; Veletsos, 1977; Wolf, 1985 e 1988; Tsigginos *et al.*, 2008; Maravas *et al.*, 2014). Wolf (1985) ha ricavato le espressioni di T_{eq} e ξ_{eq} per un oscillatore a un grado di libertà visco - elastico lineare supportato da una fondazione circolare infinitamente rigida. La fondazione poggia sulla superficie di un deposito visco - elastico lineare di spessore Z , modulo di taglio $G = \rho \cdot V_s^2$, in cui ρ è la densità e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio, coefficiente di Poisson ν e rapporto di smorzamento isteretico ξ . L'oscillatore elementare, di altezza h_s , è caratterizzato da una rigidezza flessionale k_s e da un coefficiente di smorzamento $c_s = 2 \cdot k_s \cdot \xi_s / \omega$, in cui ξ_s è il rapporto di smorzamento; la massa m_s è concentrata all'estremità superiore dell'oscillatore; la fondazione, di raggio R , è dotata di massa e inerzia rotazionale, rispettivamente m_f e J_f (Figura 2.23).

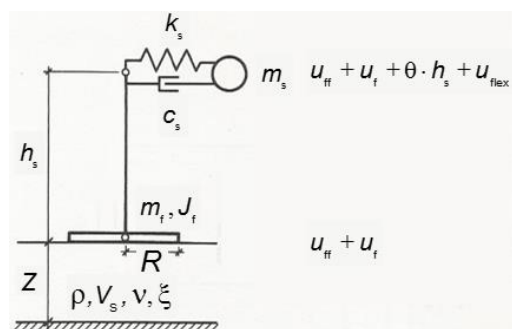


Figura 2.23. Modello utilizzato da Wolf (1985) per lo studio della modifica delle proprietà dinamiche del sistema per effetto dell'interazione terreno - struttura (modificata da Wolf, 1985)

Il sistema fondazione - terreno è ricondotto a un sistema di molle e smorzatori in parallelo, alla traslazione orizzontale (K_{xx} e C_{xx}) e alla rotazione (K_{rr} e C_{rr}), trascurando il termine accoppiato della matrice di impedenza \tilde{K}_{xr} , trattandosi di una fondazione superficiale. L'input è costituito da un'onda di taglio armonica, di ampiezza u_g e pulsazione ω , che si propaga nella direzione verticale. Per ricavare le proprietà dinamiche dell'intero sistema, Wolf (1985) ha introdotto un oscillatore a un grado di libertà equivalente al sistema sopra illustrato, in termini di spostamenti e sollecitazioni risultanti ("replacement oscillator"). Tale oscillatore elementare è caratterizzato da un periodo proprio equivalente T_{eq} e da un rapporto di smorzamento ξ_{eq} , le cui espressioni sono:

$$\frac{T_{eq}}{T_s} = \sqrt{1 + \frac{k_s}{K_{xx}} + \frac{k_s \cdot h_s^2}{K_{rr}}} \quad (2.47)$$

$$\xi_{eq} = \left(\frac{T_{eq}}{T_s}\right)^{-2} \xi_s + \left[1 - \left(\frac{T_{eq}}{T_s}\right)^{-2}\right] \xi + \left(\frac{T_{eq}}{T_{xx}}\right)^{-2} \xi_{xx} + \left(\frac{T_{eq}}{T_{rr}}\right)^{-2} \xi_{rr} \quad (2.48)$$

in cui

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_s} = 2\pi \sqrt{\frac{m_s}{k_s}} \quad (2.49)$$

è il periodo proprio dell'oscillatore elementare di partenza a vincoli fissi e ω_s è la pulsazione propria;

$$T_{xx} = \frac{2\pi}{\omega_{xx}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_s}{K_{xx}}} \quad (2.50)$$

$$T_{rr} = \frac{2\pi}{\omega_{rr}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_s}{K_{rr}}} \quad (2.51)$$

sono i periodi propri del sistema equivalente nell'ipotesi di sovrastruttura infinitamente rigida ($k_s \rightarrow \infty$) e, rispettivamente, di fondazione infinitamente rigida alla rotazione ($K_{rr} \rightarrow \infty$) e alla traslazione ($K_{xx} \rightarrow \infty$);

$$\xi_{xx} = \frac{\omega_{eq} \cdot C_{xx}}{2K_{xx}} \quad (2.52)$$

$$\xi_{rr} = \frac{\omega_{eq} \cdot C_{rr}}{2K_{rr}} \quad (2.53)$$

sono i rapporti di smorzamento per radiazione associati alla traslazione (ξ_{xx}) e alla rotazione (ξ_{rr}) del sistema fondazione - terreno nelle condizioni di risonanza ($\omega = \omega_{eq} = 2\pi/T_{eq}$). La (2.48) è stata ottenuta trascurando i termini del secondo ordine in ξ .

Le relazioni (2.47) e (2.48) sono state esplicitate assumendo, in prima approssimazione, che il deposito di terreno fosse schematizzabile con un semispazio ($Z \rightarrow \infty$) e che le rigidezze dinamiche K_{xx} e K_{rr} e i coefficienti di smorzamento C_{xx} e C_{rr} fossero indipendenti dalla frequenza di eccitazione:

$$K_{xx} = \frac{8GR}{2-\nu} \quad (2.54)$$

$$C_{xx} = \frac{4.6}{2-\nu} \rho V_s R^2 \quad (2.55)$$

$$K_{rr} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \quad (2.56)$$

$$C_{rr} = \frac{0.4}{1-\nu} \rho V_s R^4 \quad (2.57)$$

Trascurando la massa e l'inerzia rotazionale della fondazione ($m_f = J_f = 0$) e sostituendo le (2.54) - (2.57) nelle (2.47), (2.48) si ottiene

$$\frac{T_{eq}}{T_s} = \sqrt{1 + \frac{\bar{s}^2 \cdot \bar{m}}{8} \left[\frac{(2-\nu)}{\bar{h}^2} + 3(1-\nu) \right]} \quad (2.58)$$

$$\begin{aligned} \xi_{eq} = & \left(\frac{T_{eq}}{T_s} \right)^{-2} \xi_s + \left[1 - \left(\frac{T_{eq}}{T_s} \right)^{-2} \right] \xi + \\ & + \left(\frac{T_{eq}}{T_s} \right)^{-3} \frac{\bar{s}^3 \cdot \bar{m}}{\bar{h}} \left[0.036 \frac{(2-\nu)}{\bar{h}^2} + 0.028(1-\nu) \right] \end{aligned} \quad (2.59)$$

in cui, nella (2.59), i tre termini a secondo membro rappresentano i contributi allo smorzamento complessivo dello smorzamento della sovrastruttura, dello smorzamento

isteretico e dello smorzamento per radiazione dei terreni di fondazione, rispettivamente. I parametri adimensionali \bar{s} , \bar{m} e \bar{h} sono definiti come

$$\bar{s} = \frac{\Omega_s \cdot h_s}{V_s} = \frac{2\pi \cdot h_s}{T_s \cdot V_s} \quad (2.60)$$

$$\bar{m} = \frac{m_s}{\rho \cdot R^3} \quad (2.61)$$

$$\bar{h} = \frac{h_s}{R} \quad (2.62)$$

Tali parametri adimensionali rappresentano, rispettivamente, il rapporto di rigidezza sovrastruttura - terreno, il rapporto di massa sovrastruttura - terreno e il rapporto di snellezza della sovrastruttura. Nella Figura 2.24 e nella Figura 2.25 sono riportati gli andamenti del rapporto T_{eq}/T_s e del rapporto di smorzamento ξ_{eq} in funzione dei parametri adimensionali \bar{s} , \bar{m} e \bar{h} , per $\nu = 0.33$, $\xi = 0.05$ e $\xi_s = 0.025$. Il rapporto T_{eq}/T_s aumenta all'aumentare del rapporto di rigidezza e del rapporto di massa e al diminuire del rapporto di snellezza della sovrastruttura. In particolare, nel caso limite di terreno infinitamente rigido ($\bar{s} \rightarrow 0$) si tende alla condizione di assenza di interazione terreno - struttura: la sovrastruttura può essere, quindi, considerata come incastrata alla base ($T_{eq} = T_s$). Tale risultato indica che gli effetti dell'interazione sul periodo proprio del sistema sono massimi per sovrastrutture rigide rispetto al terreno, con masse elevate e bassi rapporti di snellezza. I primi studi relativi all'interazione terreno - struttura, infatti, avevano come oggetto il comportamento delle centrali nucleari, cioè strutture rigide, massicce e tozze. A parità di caratteristiche del terreno di fondazione, il rapporto di smorzamento ξ_{eq} è massimo per sovrastrutture rigide e tozze (\bar{s} elevato e \bar{h} basso). L'effetto del rapporto di snellezza \bar{h} sul rapporto di smorzamento ξ_{eq} è attribuibile ai valori che assume lo smorzamento per radiazione al variare dell'altezza della sovrastruttura, a parità di raggio R della fondazione. Per sovrastrutture tozze (valori ridotti di \bar{h}) il moto del sistema è influenzato prevalentemente dalla componente traslazionale del moto della fondazione, per la quale lo smorzamento per radiazione assume valori elevati; al contrario, per sovrastrutture alte (valori elevati di \bar{h}) il moto dell'intero sistema è dominato dalla componente rotazionale del moto della fondazione, per la quale lo smorzamento per radiazione assume valori contenuti (Gazetas, 1991 a,b). L'effetto della massa della sovrastruttura sul rapporto di smorzamento, invece, dipende dal valore assunto dal rapporto di rigidezza \bar{s} : nello specifico, per sovrastrutture flessibili ($\bar{s} \leq 1$) il rapporto di smorzamento aumenta all'aumentare della massa della sovrastruttura m_s ; si osserva l'andamento opposto per sovrastrutture rigide ($\bar{s} > 1$). Nella Figura 2.24 e nella Figura 2.25 sono riportati anche gli andamenti del rapporto di smorzamento ξ_{eq} in assenza di smorzamento per radiazione ($C_{xx} = C_{rr} = 0$), ottenuti

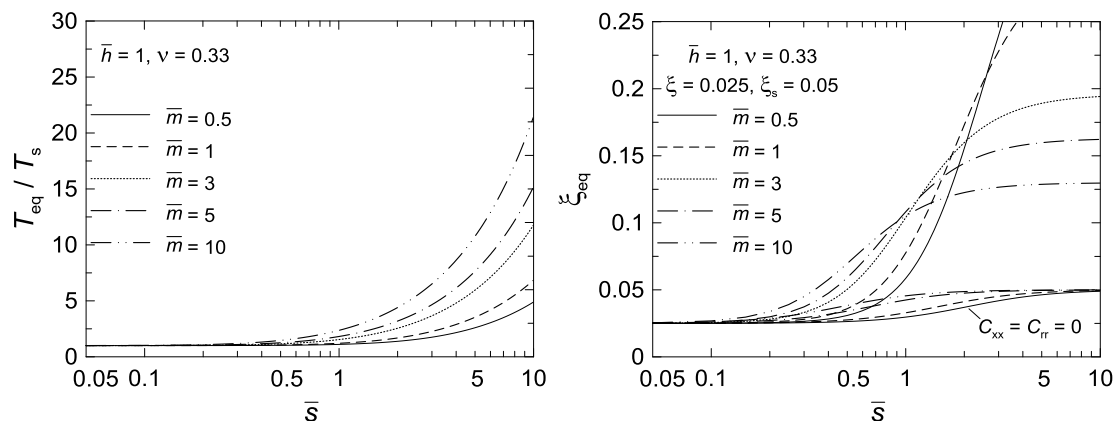


Figura 2.24. Proprietà dinamiche dell'oscillatore semplice equivalente al variare del rapporto di rigidezza e di massa, per semispazio ($Z \rightarrow \infty$) e $m_f = J_f = 0$ (modificata da Wolf, 1985)

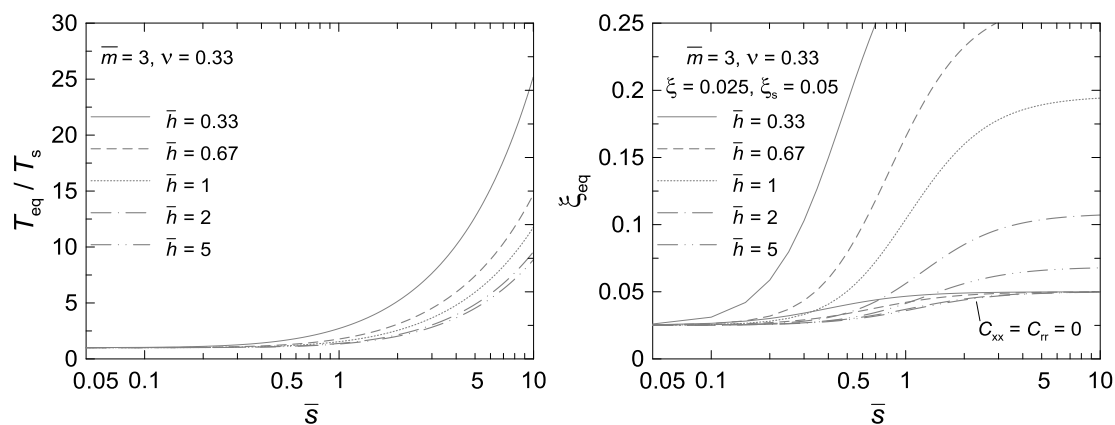


Figura 2.25. Proprietà dinamiche dell'oscillatore semplice equivalente al variare del rapporto di rigidezza e di snellezza, per semispazio ($Z \rightarrow \infty$) e $m_f = J_f = 0$ (modificata da Wolf, 1985)

trascurando il terzo termine a secondo membro nella (2.59). In tali condizioni, per $\bar{s} = 0$ (assenza di interazione, sovrastruttura incastrata alla base) il rapporto di smorzamento dell'intero sistema è pari a quello della sola sovrastruttura, $\xi_{eq} = \xi_s$; al contrario, per $\bar{s} \geq 5$ (sovrastrutture rigide rispetto ai terreni di fondazione, effetti dell'interazione massimi) il rapporto di smorzamento dell'intero sistema è pari a quello isteretico dei terreni di fondazione, $\xi_{eq} = \xi$.

La condizione di assenza di smorzamento per radiazione si verifica per valori del periodo proprio del sistema $T_{eq} > T_{cut-off}$, in cui $T_{cut-off}$ è pari al periodo proprio della colonna di terreno effettivamente interessato dal moto della fondazione, T_0 . Nello specifico, per i modi traslazionali e torsionali della fondazione il periodo fondamentale di interesse della colonna di terreno è pari a $T_0 = T_{0,s} = 4Z/V_s$ ("shearing modes of vibration"), mentre per i modi verticali e rotazionali il periodo fondamentale di interesse

è pari a $T_0 = T_{0,c} \approx 4Z/V_{La}$ (“*compressing modes of vibration*”), in cui V_{La} è la velocità di Lysmer, pari a $V_{La} = 3.4 \cdot V_s / [\pi \cdot (1 - \nu)]$.

Wolf (1985) ha esteso la trattazione sopra riportata, considerando la presenza del *bedrock* attraverso l'introduzione del parametro adimensionale Z/R . Nello specifico, l'Autore ha valutato l'influenza di tale parametro risolvendo le equazioni del moto del sistema e non più attraverso le (2.47) e (2.48); nuovamente, la fondazione è stata ipotizzata priva di massa e di inerzia rotazionale ($m_f = J_f = 0$). In questo caso, la variazione delle impedenze dinamiche del sistema fondazione - terreno con la frequenza è stata considerata. I risultati delle analisi hanno mostrato che al diminuire dello spessore del deposito ($Z/R \rightarrow 0$) il rapporto T_{eq}/T_s diminuisce, poiché il sistema fondazione - terreno diviene più rigido, tendendo alle condizioni di sovrastruttura incastrata alla base: gli effetti dell'interazione si riducono. In tali condizioni lo smorzamento per radiazione tende ad annullarsi, poiché il periodo proprio della colonna di terreno T_0 si riduce, estendendo il campo di periodi nel quale lo smorzamento per radiazione è nullo ($T_{eq} > T_0$). Al contrario, per elevati valori di Z/R si tende alla condizione di semispazio, per la quale lo smorzamento per radiazione assume i valori massimi (Figura 2.26).

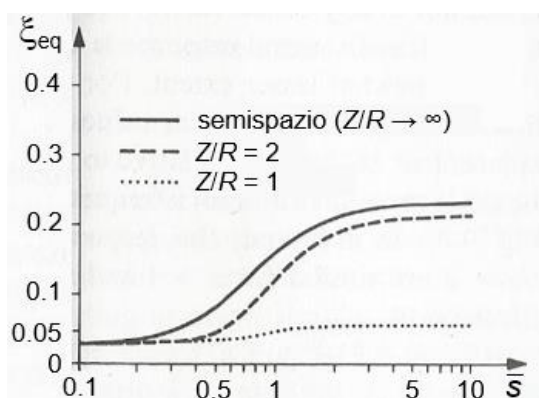


Figura 2.26. Rapporto di smorzamento equivalente in funzione del rapporto di rigidezza e della posizione del *bedrock* (modificata da Wolf, 1985)

Ulteriori analisi di Wolf (1985) hanno mostrato che il coefficiente di Poisson ν , la massa m_f e l'inerzia rotazionale J_f della fondazione hanno una scarsa influenza sulle caratteristiche dinamiche del sistema: è da notare, tuttavia, che i valori di massa e inerzia considerati nello studio sono tipici di fondazioni superficiali. Le considerazioni relative all'influenza di m_f e J_f potrebbero, quindi, non essere estendibili al caso dei pozzi di fondazione.

Le pile da ponte sono tipicamente caratterizzate da elevati valori del rapporto di snellezza ($\bar{h} \geq 3$): in questo campo di valori, l'influenza di \bar{h} sul periodo proprio T_{eq} e sul rapporto di smorzamento ξ_{eq} è contenuta; inoltre, per queste strutture il moto

rotazionale della fondazione risulta essere prevalente: lo smorzamento per radiazione è, quindi, trascurabile, anche nel caso di semispazio. Una corretta stima del rapporto di smorzamento isteretico dei terreni di fondazione ξ diviene fondamentale, poiché risulta essere l'unica fonte di dissipazione di energia all'interno dei terreni di fondazione.

Risultati analoghi a quelli presentati da Wolf (1985) sono stati ottenuti da Tsigginos *et al.* (2008), per lo specifico caso dei pozzi di fondazione di pile da ponte. Tsigginos *et al.* (2008) hanno condotto uno studio parametrico adimensionale con una versione estesa del modello a quattro molle proposto inizialmente da Gerolymos e Gazetas (2006 a), al fine di determinare la modifica delle proprietà dinamiche del sistema per effetto dei fenomeni di interazione inerziale (Figura 2.27). In particolare, gli Autori hanno considerato il caso di pozzi di fondazione, a sezione quadrata o rettangolare di lati b e l , con rapporti di snellezza H/b compresi tra 2 e 6, immersi in un deposito omogeneo di spessore Z poggiante sulla formazione rigida di base (*bedrock*). Il contatto pozzo - terreno è perfetto; il modello non può, quindi, prevedere eventuali distacchi o scorrimenti relativi all'interfaccia. Il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è descritto da un modello costitutivo visco - elastico lineare; il pozzo è considerato come un corpo rigido; la sovrastruttura (pila e impalcato) è modellata con un oscillatore semplice di altezza h_s , dotato di rigidità flessionale k_s e rapporto di smorzamento ξ_s , con massa concentrata in testa m_s . Il sistema è sollecitato da un'onda di taglio S di pulsazione ω che si propaga nella direzione verticale.

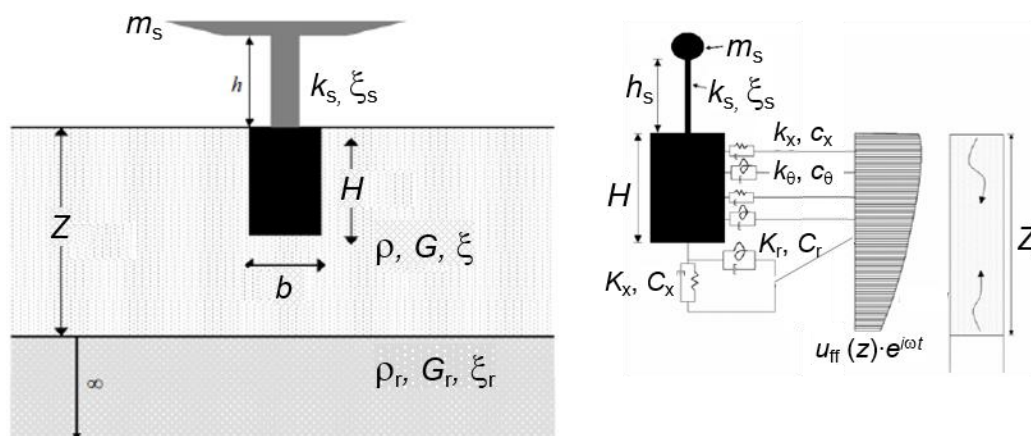


Figura 2.27. A sinistra, sistema pozzo - pila - impalcato considerato da Tsigginos *et al.* (2008); a destra, schematizzazione per l'analisi di interazione inerziale con il modello a 4 molle alla Winkler (modificata da Tsigginos *et al.*, 2008)

Nella Figura 2.28 e nella Figura 2.29 sono riportati i principali risultati ottenuti da Tsigginos *et al.* (2008). Il periodo proprio T_{eq} e il rapporto di smorzamento ξ_{eq} del sistema dipendono, similmente a quanto riportato da Wolf (1985), dai parametri

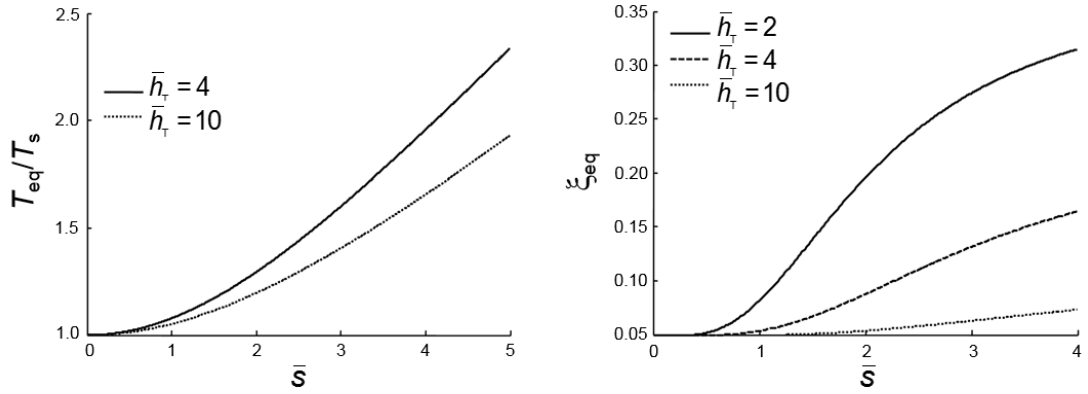


Figura 2.28. Incremento del periodo proprio T_{eq} e del rapporto di smorzamento ξ_{eq} in funzione del rapporto di rigidezza e di snellezza della sovrastruttura, per $\bar{m}_T = 0.28$ (modificata da Tsigginos *et al.*, 2008)

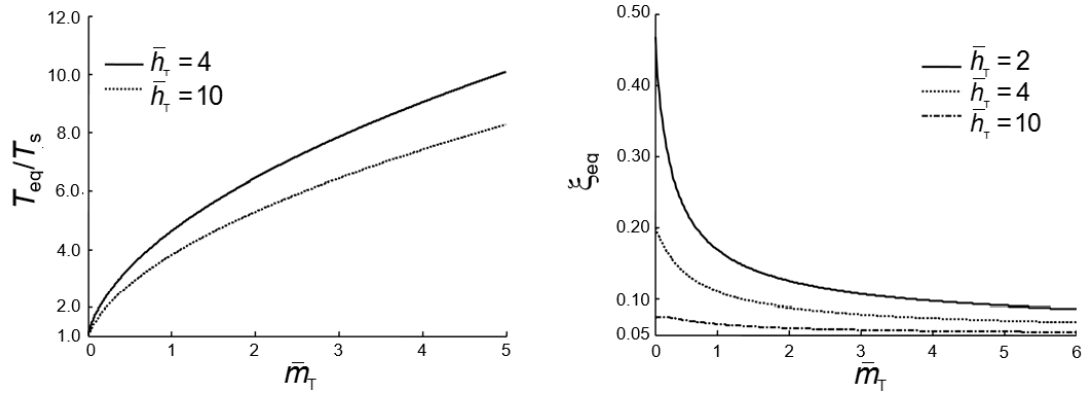


Figura 2.29. Incremento del periodo proprio T_{eq} e del rapporto di smorzamento ξ_{eq} in funzione del rapporto di rigidezza e di snellezza della sovrastruttura, per $\bar{s}_T = 4.2$ (modificata da Tsigginos *et al.*, 2008)

adimensionali \bar{s}_T , \bar{m}_T e \bar{h}_T , in cui \bar{s}_T è il rapporto di rigidezza, \bar{m}_T è il rapporto di massa e \bar{h}_T è il rapporto di snellezza della sovrastruttura. Le espressioni di tali parametri adimensionali sono:

$$\bar{s}_T = \bar{s} = \frac{\Omega_s \cdot h_s}{V_s} = \frac{2\pi \cdot h_s}{T_s \cdot V_s} \quad (2.63)$$

$$\bar{m}_T = \frac{m_s}{m_{\text{pozzo}}} \quad (2.64)$$

$$\bar{h}_T = \frac{h_s}{b} \quad (2.65)$$

in cui $m_{\text{pozzo}} = \rho_{\text{cls}} \cdot b^2 \cdot H$, ove ρ_{cls} è la massa per unità di volume del pozzo. Il periodo T_{eq} e il rapporto di smorzamento ξ_{eq} aumentano all'aumentare di \bar{s}_T , e al diminuire di \bar{h}_T (Figura 2.28), analogamente a quanto ha mostrato Wolf (1985) (Figura 2.25). Confrontando i risultati di Tsigginos *et al.* (2008) con quelli ottenuti da Wolf (1985) si osserva che, per i pozzi di fondazione, il rapporto di smorzamento ξ_{eq} è maggiore, a causa della maggiore area della fondazione a contatto con i terreni. Inoltre, all'aumentare del rapporto di massa \bar{m}_T si osserva un incremento del periodo proprio T_{eq} e una diminuzione del rapporto di smorzamento ξ_{eq} (Figura 2.29). Elevati valori del rapporto di massa \bar{m}_T sono associati, a parità di massa della sovrastruttura m_s , a pozzi di dimensioni contenute, per i quali si hanno ridotti valori di rigidità e smorzamento per radiazione del sistema fondazione - terreno; viceversa, ridotti valori del rapporto di massa \bar{m}_T sono associati a pozzi di elevate dimensioni, per i quali si ottengono elevati valori di rigidità e smorzamento del sistema fondazione - terreno. Le caratteristiche dinamiche dell'intero sistema dipendono, quindi, anche dalle dimensioni del pozzo di fondazione e, in particolare, dal rapporto di snellezza H/b (o dal rapporto H/D per pozzi a sezione circolare); tale parametro è presente nel termine m_{pozzo} all'interno del rapporto di massa \bar{m}_T . La dipendenza del rapporto di smorzamento ξ_{eq} dal rapporto di snellezza del pozzo H/b è riportata nella Figura 2.30, nella quale si osserva che ξ_{eq} cresce al crescere di H/b .

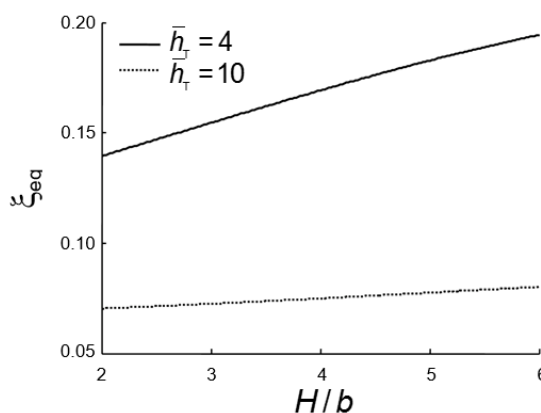


Figura 2.30. Rapporto di smorzamento in funzione del rapporto di snellezza del pozzo H/b e della sovrastruttura \bar{h}_T (modificata da Tsigginos *et al.*, 2008)

Sulla base dei risultati sopra discussi, Tsigginos *et al.* (2008) hanno proposto una relazione analitica per la stima del periodo proprio del sistema:

$$T_{\text{eq}} = \frac{T_{\text{sys}}}{\sqrt{1 - \xi_{\text{eq}}^2}} \quad (2.66)$$

in cui il periodo T_{sys} è:

$$\frac{T_{\text{sys}}}{T_s} \approx 1 + \bar{s}_T^{1.18} \cdot \bar{m}_T^{0.613} \cdot \bar{h}_T^{-0.5} \quad (2.67)$$

2.2.1.3 Effetti dell'interazione sulla risposta del sistema

Mylonakis *et al.* (2006) hanno condotto analisi di interazione terreno - struttura con il metodo delle sottostrutture, per il caso di fondazione di una pila da ponte immersa in un deposito visco - elastico lineare. Le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione sono riportate nella Figura 2.31; la fondazione ha una sezione circolare di diametro $D = 5$ m e il piano di posa è collocato alla profondità $z = 3$ m; la pila, di altezza $h_s = 6$ m e sezione circolare di diametro $d_s = 1.3$ m, è modellata con un oscillatore a un grado di libertà di rigidità flessionale $k_s = 48611.1$ kN/m e rapporto di smorzamento $\xi_s = 5\%$; la massa dell'impalcato gravante sulla pila è $m_s = 350$ Mg, rappresentativa di un ponte autostradale a due corsie con campata di luce 35 m. Il sistema è soggetto a onde di taglio con direzione di propagazione verticale.

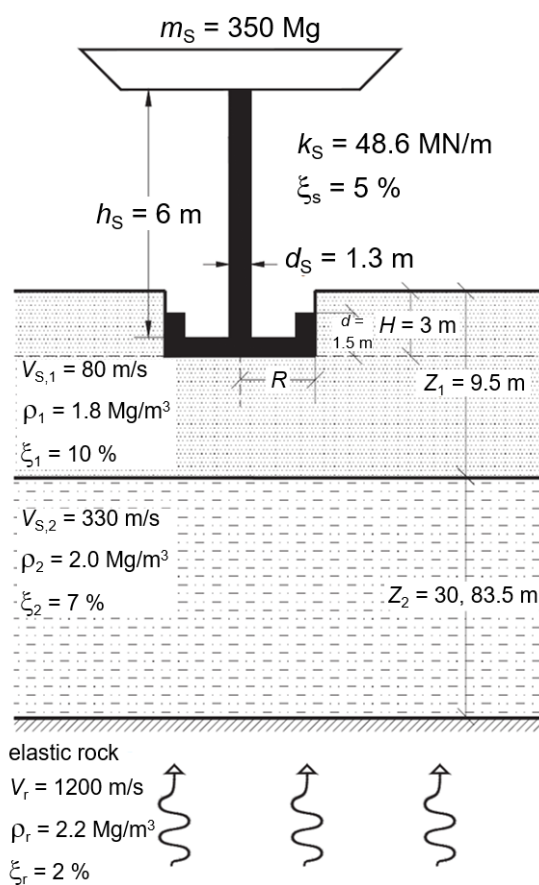


Figura 2.31. Sistema studiato da Mylonakis *et al.* (2006) con il metodo delle sottostrutture (modificata da Mylonakis *et al.*, 2006)

Le analisi sono state condotte sia nel dominio della frequenza, per individuare le proprietà dinamiche del sistema, sia nel dominio del tempo, per ottenere la risposta del sistema soggetto a storie temporali delle accelerazioni di eventi sismici reali: per le analisi nel dominio del tempo si è fatto uso della trasformata di Fourier, per poter utilizzare le soluzioni mostrate nei paragrafi precedenti, fornite nel dominio della frequenza. Inoltre, le analisi sono state condotte anche nell'ipotesi di sovrastruttura incastrata alla base (assenza di interazione). Nella Figura 2.32 è riportato il confronto tra le storie temporali delle accelerazioni orizzontali ottenute in corrispondenza dell'impalcato, insieme con il segnale sismico d'ingresso utilizzato nell'analisi. Le accelerazioni ottenute nell'ipotesi di assenza di interazione sono all'incirca doppie rispetto a quelle ottenute in presenza dei fenomeni di interazione. Ciò è causato, in primo luogo, dall'incremento del periodo proprio del sistema, pari a $T_s = 0.53$ s nel caso di sovrastruttura incastrata alla base e a $T_{eq} = 0.83$ s nel caso di interazione. Inoltre, per effetto dei fenomeni di interazione lo smorzamento del sistema cresce e, in questo particolare caso, assume i valori massimi, corrispondenti alla condizione di semispazio, poiché il periodo proprio dell'intero sistema T_{eq} è minore del periodo proprio della colonna di terreno T_0 , pari a $T_{0,s} = 1.15$ s.

In questo particolare caso, quindi, gli effetti dell'interazione dinamica terreno - struttura comportano una riduzione delle accelerazioni orizzontali dell'impalcato, e quindi delle sollecitazioni in fondazione. Tale risultato non è generale, ma dipende da:

- il contenuto in frequenza dell'*input* sismico, sintetizzabile mediante il periodo predominante T_p e il periodo medio T_m (Rathje *et al.*, 1998). Esso, infatti, determina la forma dello spettro di risposta ai periodi di interesse per i sistemi pila - pozzo - terreno. In generale, ma non sempre, i periodi T_{eq} si collocano in un campo di valori compreso tra 0.5 e 4 s, per il quale lo spettro di risposta dell'*input* presenta il ramo discendente;
- il periodo proprio della colonna di terreno T_0 , che determina l'entità dello smorzamento per radiazione. Per $T_{eq} < T_0$ lo smorzamento per radiazione è massimo e pari a quello che si otterrebbe nelle condizioni di semispazio; per $T_{eq} > T_0$, al contrario, lo smorzamento per radiazione tende ad annullarsi;
- eventuali fenomeni di risonanza tra il sistema e la colonna di terreno. Per effetto dei fenomeni di interazione, infatti, il periodo proprio del sistema aumenta; ciò può comportare l'avvicinarsi di tale periodo a uno dei periodi propri della colonna di terreno, dando luogo a un netto incremento delle sollecitazioni nel sistema. Tuttavia, se l'*input* sismico non è caratterizzato da un significativo contenuto energetico per tali periodi, questo fenomeno di risonanza assume una scarsa importanza;
- eventuali fenomeni di doppia risonanza (“*double resonance*”), per i quali si ha $T_{eq} \approx T_0$, T_1 , $T_2 \approx T_p$, in cui T_0 , T_1 , T_2 rappresentano i periodi propri della colonna di terreno;

- sviluppo di deformazioni di natura elasto - plastica all'interno dei terreni di fondazione, che comportano un'ulteriore modifica dei parametri dinamici del sistema: nello specifico, un'ulteriore incremento del periodo proprio T_{eq} e del rapporto di smorzamento equivalente ξ_{eq} . Inoltre, tali fenomeni possono comportare un elevato incremento degli spostamenti della sovrastruttura, peggiorandone la prestazione.

Quest'ultimo aspetto non può essere tenuto in conto con il metodo delle sottostrutture. Quando il livello deformativo atteso per i terreni di fondazione è elevato, è quindi necessario ricorrere ai metodi di analisi diretti.

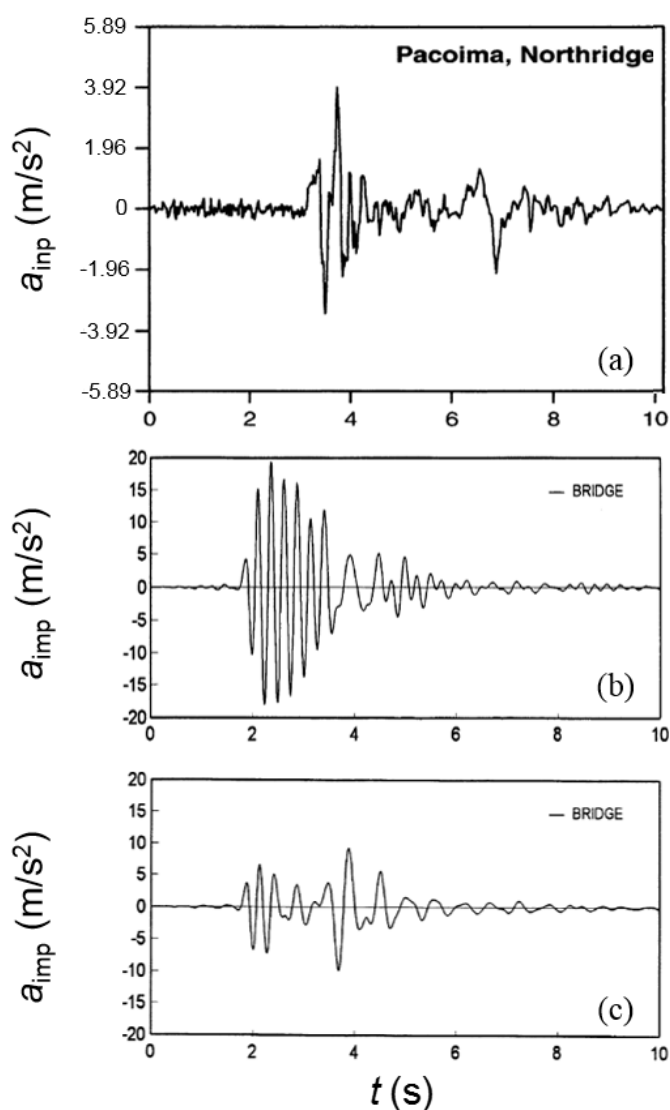


Figura 2.32. Storie temporali delle accelerazioni orizzontali dell'input (a) e dell'impalcato, senza (b) e con interazione (c) (modificata da Mylonakis *et al.*, 2006)

2.2.2 Metodi di analisi completi

Nei metodi di analisi completi lo studio dell'interazione dinamica terreno - struttura viene condotto modellando esplicitamente i terreni di fondazione, la struttura di fondazione e la sovrastruttura, valutandone la risposta contestualmente. Tipicamente, queste analisi sono condotte con un approccio al continuo attraverso metodi numerici, agli elementi finiti (*FEM*) o alle differenze finite (*FDM*), considerando anche la tridimensionalità del problema. A fronte dell'elevato onere computazionale richiesto, causato dall'elevato numero di gradi di libertà e di parametri in gioco, tali metodi consentono di svolgere le analisi dinamiche considerando, in maniera più o meno accurata, il comportamento non lineare dei terreni di fondazione e della sovrastruttura. Le analisi sono svolte nel dominio del tempo. Con tale metodo di analisi è possibile ottenere una stima accurata della prestazione del sistema pila - pozzo - terreno, tipicamente valutata in termini di indici di prestazione quali i valori massimi e permanenti attinti dagli spostamenti orizzontali, dalle rotazioni e dai cedimenti della fondazione, della pila e dell'impalcato.

Con particolare riferimento ai pozzi di fondazione di pile da ponte, gli studi disponibili in letteratura condotti con tale metodo per le analisi dinamiche non sono numerosi (Zafeirakos *et al.*, 2011; Callisto *et al.*, 2013; Rampello *et al.*, 2013; Zafeirakos e Gerolymos, 2012, 2013). In questi studi il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è descritto da un modello elasto - plastico, perfetto o incrudente, al fine di tenere in conto i possibili fenomeni non lineari che possono verificarsi in condizioni sismiche. Il comportamento non lineare dei terreni di fondazione può essere:

- di natura geometrica, consistente in fenomeni elastici non lineari all'interfaccia pozzo - terreno, quali lo scorrimento relativo (*sliding*) e il distacco (*gapping, base uplifting*). Si ha lo scorrimento relativo quando viene raggiunta la resistenza al taglio dell'interfaccia pozzo - terreno, mentre si ha il distacco quando viene raggiunta la resistenza a trazione dell'interfaccia. Tali fenomeni sono, in generale, reversibili, invertendo la direzione di carico, e comportano una diminuzione della rigidezza e dello smorzamento per radiazione del sistema fondazione - terreno. L'energia dissipata per effetto di tali fenomeni è nulla;
- di materiale, legato al raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione dei terreni di fondazione, con conseguente diminuzione della rigidezza e incremento dello smorzamento isteretico del sistema fondazione - terreno. In questi casi la dissipazione di energia è elevata ed è rappresentata dall'area compresa all'interno dei cicli d'isteresi descritti durante l'evento sismico.

Zafeirakos e Gerolymos (2013) hanno mostrato che, descrivendo il comportamento meccanico dei terreni di fondazione con un modello elasto - plastico, la prestazione del sistema pila - pozzo - terreno dipende da due parametri adimensionali, che si aggiungono a quelli mostrati e discussi nel § 2.2.1 per i sistemi lineari: il coefficiente di

sicurezza al carico limite della fondazione ai carichi verticali, F_{Sv} , e ai carichi pseudostatici, F_{Se} , definiti come:

$$F_{Sv} = \frac{N_{lim}}{N_{tot}} \quad (2.68)$$

in cui N_{lim} rappresenta il carico limite della fondazione per carichi verticali e centrati e N_{tot} il carico verticale agente al piano di posa del pozzo di fondazione,

$$F_{Se} = \frac{N_{lim,e}}{N_{tot}} \quad (2.69)$$

in cui $N_{lim,e}$ rappresenta il carico limite della fondazione in presenza di azioni eccentriche e inclinate, rappresentative dei carichi pseudostatici Q_s (sollecitazione di taglio alla base della pila) e M_s (momento flettente alla base della pila). Nello specifico, Zafeirakos e Gerolymos (2013) hanno condotto analisi tridimensionali agli elementi finiti nel dominio del tempo, nelle quali un pozzo di fondazione cubico, di lato $l = b = H = 10$ m, è a sostegno di una sovrastruttura schematizzata come un oscillatore a un grado di libertà visco - elastico lineare di altezza h_s , la cui massa concentrata m_s è rappresentativa della quota parte di impalcato gravante sulla pila. I terreni di fondazione sono costituiti da un banco di argilla di spessore complessivo $Z = 20$ m, alla base del quale è presente una formazione infinitamente rigida. Il comportamento dei terreni di fondazione è descritto da un modello costitutivo elasto - plastico con incrudimento cinematico, legge di flusso associata e criterio di resistenza di Von Mises. La fase dinamica di calcolo è svolta ipotizzando una risposta non drenata dei terreni di fondazione, modellati come un mezzo monofase caratterizzato da una resistenza al taglio $\tau_f = c_u$, in cui c_u è la coesione non drenata. Al contatto pozzo - terreno sono inseriti elementi di interfaccia, al fine di simulare gli eventuali fenomeni di non linearità geometrica. Il sistema è soggetto a storie temporali delle accelerazioni di eventi sismici reali applicate al *bedrock*, nella direzione orizzontale (Figura 2.33).

Le analisi sono state svolte per differenti valori del coefficiente di sicurezza ai carichi verticali, pari a $F_{Sv} = 5$ (“*lightly loaded caisson*”) e $F_{Sv} = 2.5$ (“*heavily loaded caisson*”), e del coefficiente di sicurezza nelle condizioni pseudostatiche, $F_{Se} = 1.3$ (“*over - designed caisson*”) e $F_{Se} = 0.7$ (“*under - designed caisson*”). I risultati delle analisi hanno mostrato che, a parità di coefficiente di sicurezza ai carichi verticali F_{Sv} , le accelerazioni orizzontali trasmesse alla sovrastruttura diminuiscono al diminuire del coefficiente di sicurezza in condizioni pseudostatiche F_{Se} (Figura 2.34). Contestualmente, gli spostamenti orizzontali, le rotazioni e i cedimenti della fondazione aumentano (Figura 2.35). Tali risultati indicano che, per ridotti valori del coefficiente di sicurezza pseudostatico F_{Se} , i terreni di fondazione raggiungono le condizioni di

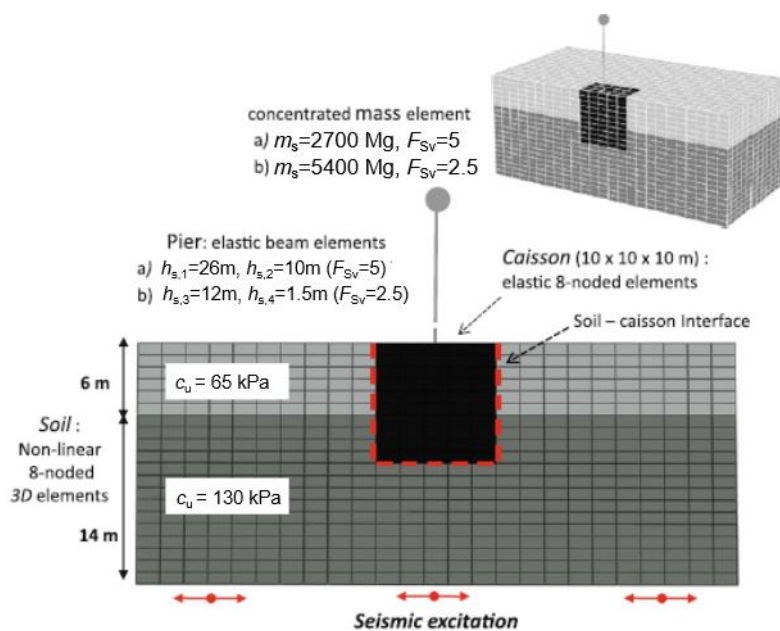


Figura 2.33. Modello agli elementi finiti utilizzato da Zafeirakos e Gerolymos (2013) per le analisi dinamiche (modificata da Zafeirakos e Gerolymos, 2013)

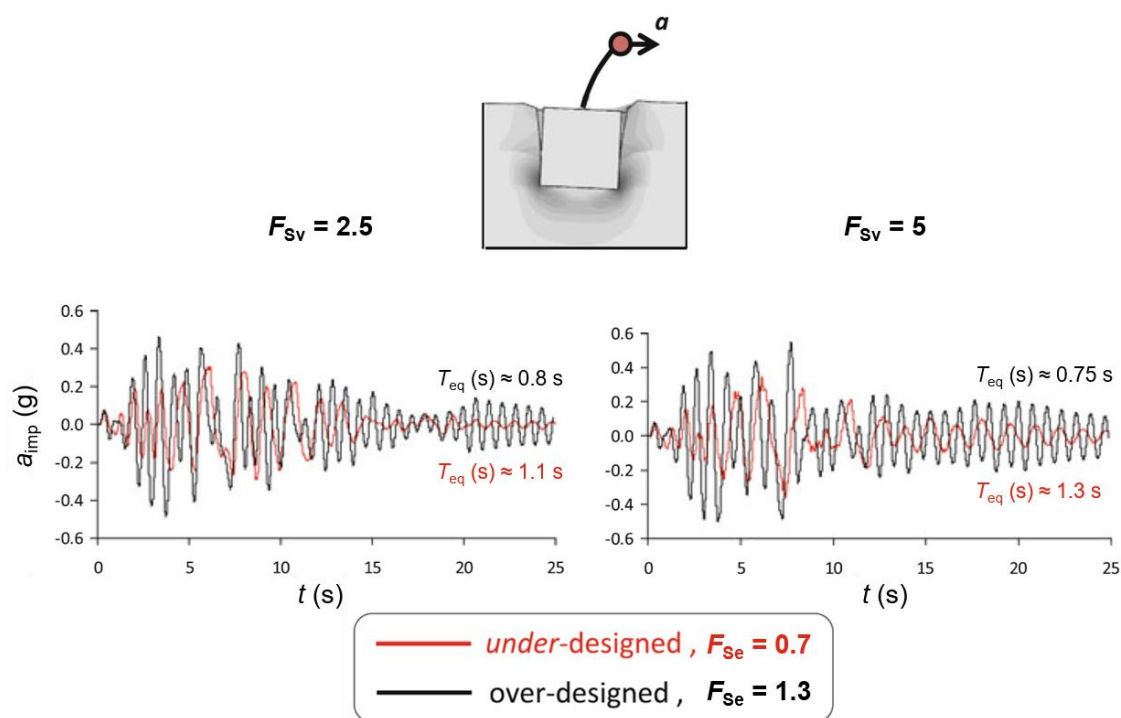


Figura 2.34. Storie temporali delle accelerazioni dell'impalcato al variare dei coefficienti di sicurezza F_{Sv} e F_{Se} (modificata da Zafeirakos e Gerolymos, 2013)

plasticizzazione, a causa del fatto che, durante l'evento sismico, sono attinte istantaneamente le condizioni limite (Figura 2.36). In queste condizioni, lo smorzamento isteretico dei terreni (non linearità di materiale) cresce, come mostrato

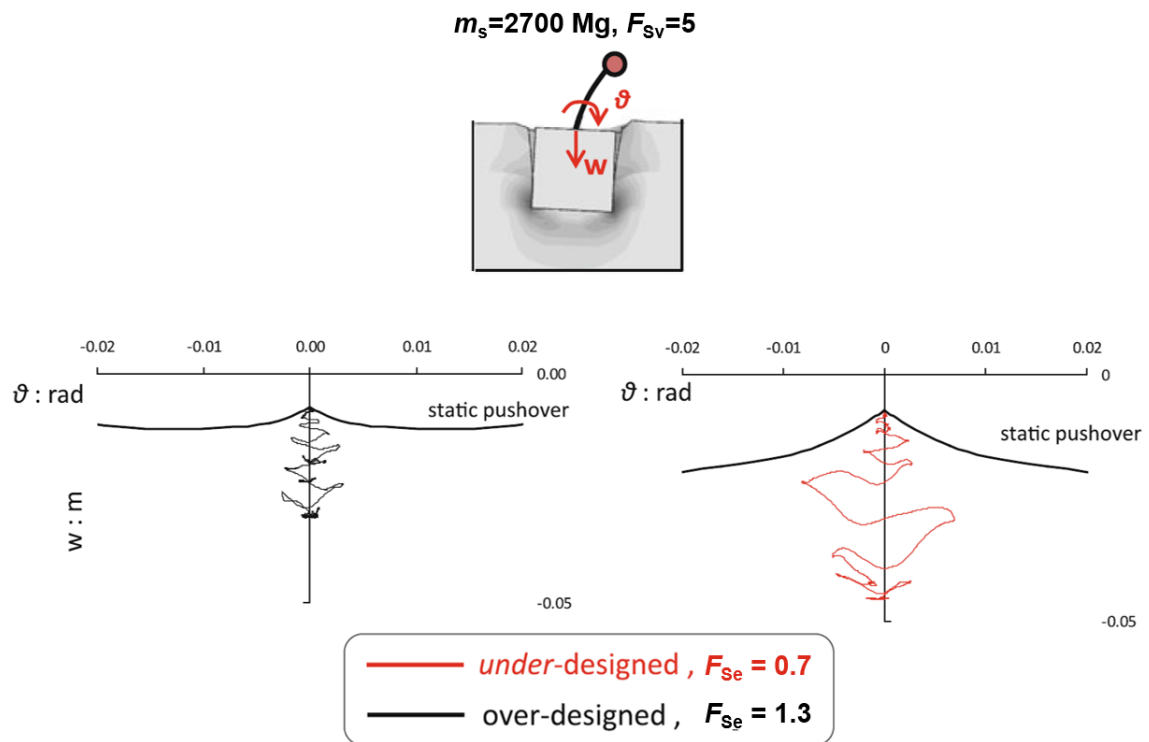


Figura 2.35. Curve rotazione - cedimento del pozzo al variare del coefficiente di sicurezza pseudostatico F_{Se} (modificata da Zafeirakos e Gerolymos, 2013)

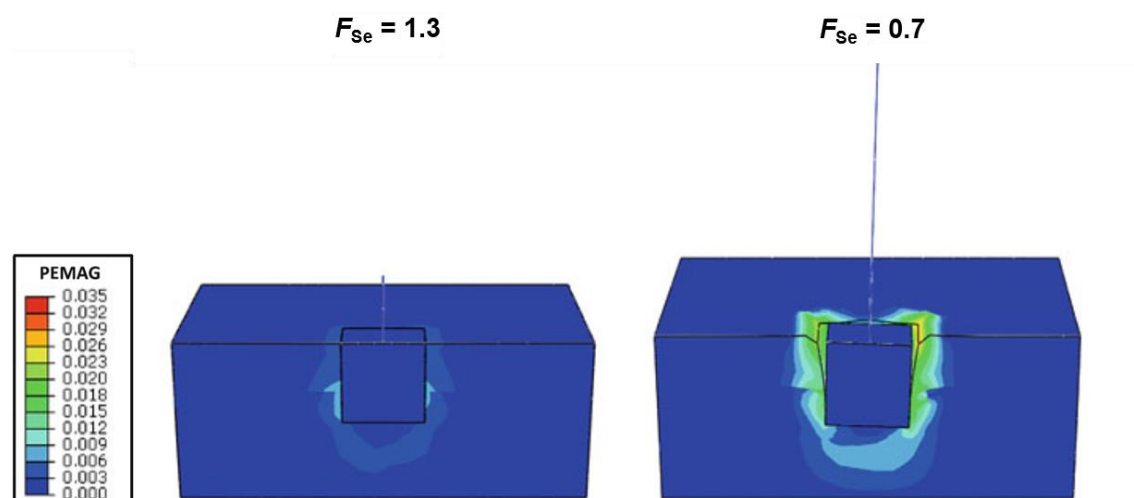


Figura 2.36. Isolinee della deformazione plastica a fine sisma al variare del coefficiente di sicurezza pseudostatico F_{Se} per $F_{Sv} = 5$ (modificata da Zafeirakos e Gerolymos, 2013)

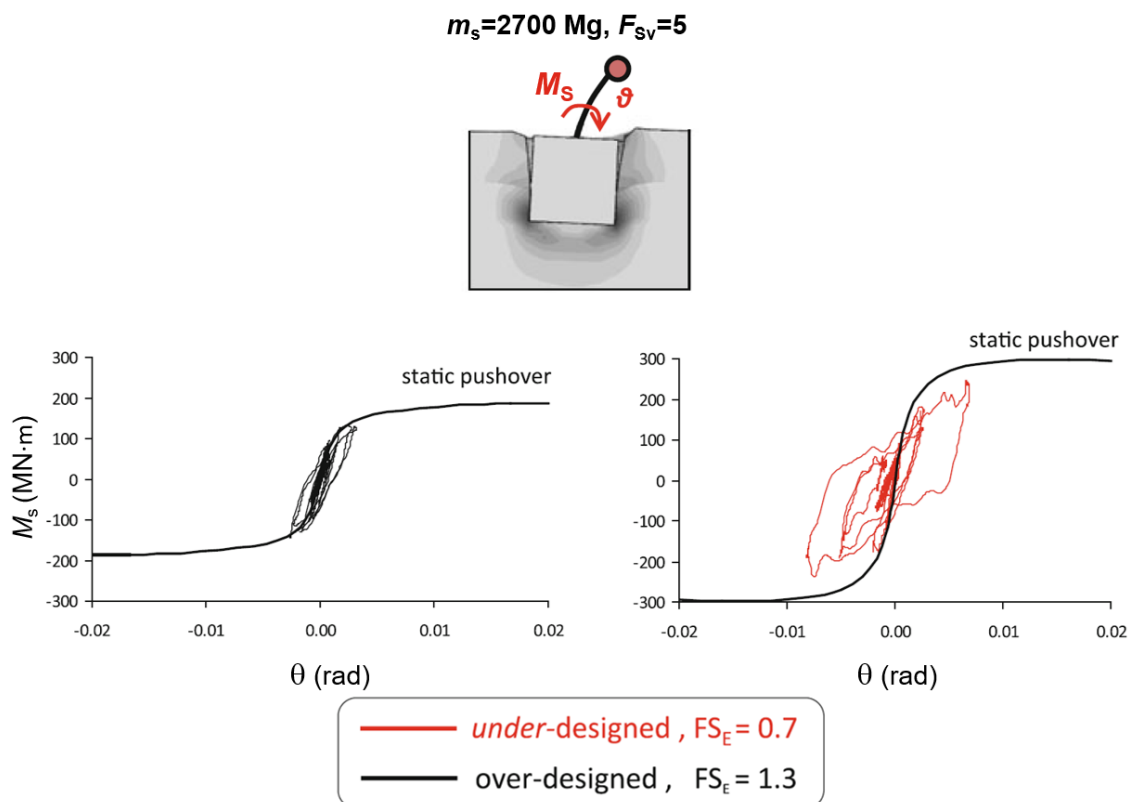


Figura 2.37. Cicli momento - rotazione del pozzo al variare del coefficiente di sicurezza pseudostatico F_{se} per $F_{sv} = 5$ (modificata da Zafeirakos e Gerolymos, 2013)

dalle curve momento M_s - rotazione θ del pozzo riportate nella Figura 2.37. L'incremento dello smorzamento isteretico nei terreni di fondazione agisce da isolamento alla base della sovrastruttura: infatti, sebbene i valori totali dello spostamento dell'impalcato crescano all'aumentare della plasticizzazione dei terreni di fondazione, lo spostamento flessionale u_{flex} della pila diminuisce. La domanda in duttilità della pila, quindi, diminuisce all'aumentare della plasticizzazione dei terreni di fondazione.

Il ruolo della plasticità dei terreni di fondazione sulla prestazione dell'opera è, quindi, duplice: se, da un lato, essa contribuisce a diminuire le sollecitazioni e la domanda in duttilità della sovrastruttura, dall'altro essa comporta un incremento dei valori permanenti degli spostamenti e delle rotazioni dell'opera nel suo complesso, peggiorandone la prestazione. In questo contesto assume importanza la condizione iniziale del problema, costituita dal valore assunto dal coefficiente di sicurezza ai carichi verticali F_{sv} . In particolare, a parità di coefficiente di sicurezza ai carichi pseudostatici F_{se} , per valori elevati di F_{sv} ($F_{sv} = 5$) il fenomeno non lineare prevalente nei terreni di fondazione è di tipo geometrico, mentre per valori ridotti di F_{sv} ($F_{sv} = 2.5$) il fenomeno non lineare prevalente è legato alla plasticizzazione dei terreni (non linearità di materiale) (Ntritsos *et al.*, 2015). In entrambi i casi si osserva una riduzione

delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura, associata, tuttavia, a differenti valori degli spostamenti massimi e permanenti: nello specifico, gli spostamenti permanenti diminuiscono all'aumentare di F_{Sv} . Per valori elevati di F_{Sv} , infatti, i fenomeni non lineari di natura geometrica comportano una riduzione delle azioni trasmesse alla sovrastruttura per effetto di meccanismi reversibili, quali lo scorrimento e il distacco all'interfaccia pozzo - terreno; viceversa, per ridotti valori di F_{Sv} la riduzione delle azioni trasmesse alla sovrastruttura è legata a un fenomeno irreversibile quale è, per definizione, il raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione nei terreni di fondazione. Gli effetti del comportamento non lineare dei terreni di fondazione sono, quindi, positivi per la prestazione dell'opera, in particolar modo per elevati valori del coefficiente ai carichi verticali F_{Sv} e ridotti valori del coefficiente in condizioni pseudostatiche F_{Se} .

I risultati delle analisi condotte da Zafeirakos e Gerolymos (2013) sono stati ottenuti sulla base di ipotesi semplificative riguardanti il comportamento dinamico della sovrastruttura: in particolare, essa è stata modellata con un oscillatore elementare visco - elastico lineare, trascurando il comportamento non lineare della sovrastruttura e la rigidità torsionale dell'impalcato. Con queste ipotesi semplificative, le sollecitazioni di taglio e momento agenti sul pozzo di fondazione, Q_s e M_s , risultano essere sempre in fase ($M_s = Q_s \cdot h_s$) e, conseguentemente, il dominio di rottura del pozzo di fondazione è investigato esclusivamente nel primo quadrante ($Q_s \cdot M_s \geq 0$). Zafeirakos e Gerolymos (2014) e Gerolymos e Zafeirakos (2015) hanno condotto analisi *FEM 3D* di *pushover* in condizioni statiche applicando una forza orizzontale di entità crescente in corrispondenza dell'impalcato, per lo stesso pozzo e gli stessi terreni di fondazione mostrati nella Figura 2.33. I risultati hanno mostrato che, rimuovendo le ipotesi semplificative sopra riportate riguardanti la sovrastruttura, le condizioni limite dei pozzi di fondazione possono essere raggiunte nel quarto quadrante ($Q_s \cdot M_s \leq 0$) (Figura 2.38). Nello specifico, gli Autori hanno considerato, in primo luogo, la rigidità torsionale dell'impalcato applicando una molla con legame costitutivo elastico lineare e rigidità K_R in corrispondenza dell'impalcato. In queste condizioni, le analisi di *pushover* hanno mostrato che, per effetto della presenza della molla rotazionale, parte del carico applicato viene trasmesso alla molla e parte alla fondazione. Il carico trasmesso in fondazione diminuisce all'aumentare del rapporto di rigidità K_R/k_s e al diminuire dell'altezza della pila h_s , che costituisce il braccio della forza orizzontale applicata in testa. Poiché parte del carico viene trasmesso alla molla (M_R nella Figura 2.38), il collasso della fondazione si presenta nel quarto quadrante, nel quale il dominio di resistenza mostra una sovreresistenza (“*overstrength*”) per effetto dello sfasamento delle azioni Q_s e M_s . Il meccanismo di rottura così raggiunto è denominato “pendolo inverso” (“*inverted pendulum*”, Karapiperis e Gerolymos, 2014) a indicare che, in queste condizioni, il centro di rotazione del pozzo è collocato alla base dello stesso ($z = H$). Gli Autori hanno poi considerato anche la plasticizzazione del giunto pila - impalcato e della base della pila, mediante un legame momento - rotazione (per l'impalcato) e

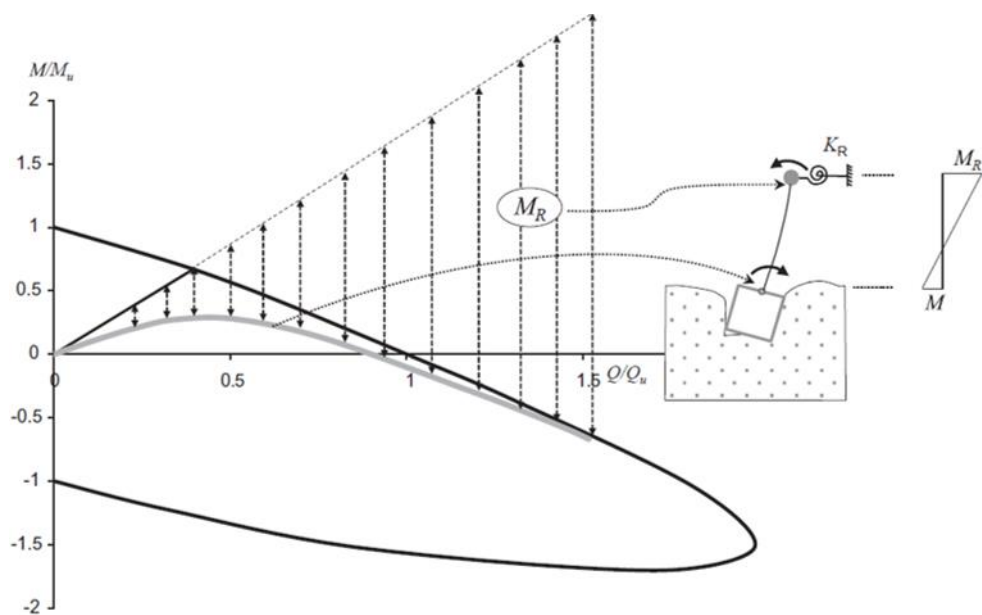


Figura 2.38. Percorso di carico e dominio di rottura dei pozzi di fondazione per impalcato dotato di rigidità torsionale (modificata da Zafeirakos e Gerolymos, 2014)

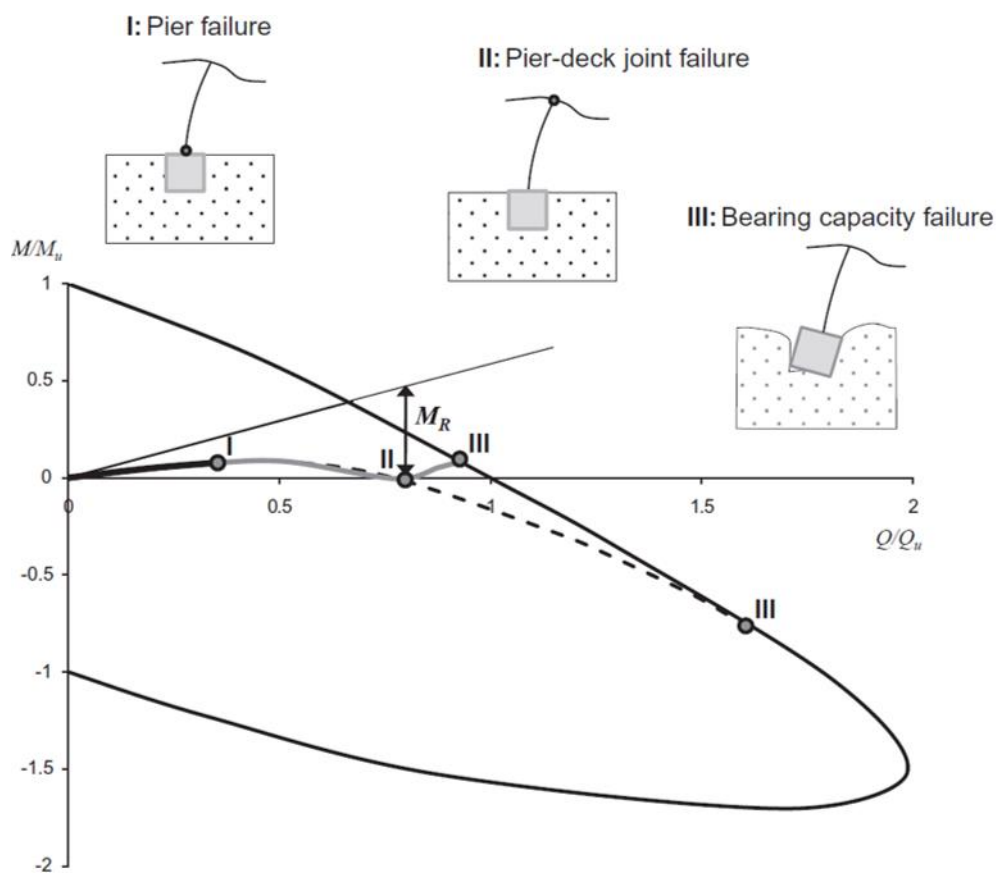


Figura 2.39. Meccanismi di rottura del sistema impalcato - pila - pozzo di fondazione (Zafeirakos e Gerolymos, 2014)

momento - curvatura (per la pila) elastico - perfettamente plastico, con momenti di plasticizzazione dell'impalcato M_R e della pila M_p . Nell'ipotesi $M_p \leq M_p \leq M_f$, in cui M_f è il valore di M_s per il quale si raggiungono le condizioni limite del pozzo di fondazione, il percorso di carico del sistema è riportato nella Figura 2.39.

Alla base dei risultati discussi vi è la conoscenza del dominio di rottura dei pozzi di fondazione. Tale aspetto è stato affrontato in letteratura da vari autori, con riferimento a metodi numerici (Karapiperis e Gerolymos, 2014; Gerolymos *et al.*, 2015; Zafeirakos e Gerolymos, 2016) e metodi semplificati, come quello utilizzato da Gerolymos e Gazetas (2006 b e c), il quale costituisce un'estensione al campo non lineare del modello utilizzato nell'ipotesi di terreno in condizioni elastiche lineari (Gerolymos e Gazetas, 2006 a).

2.3 Analisi critica dello stato dell'arte

Come riportato nei paragrafi precedenti, la maggior parte degli studi di letteratura sul comportamento sismico dei pozzi di fondazione delle pile di ponti e viadotti sono svolti con il metodo delle sottostrutture, in cui il terreno di fondazione è ridotto a vincoli cedevoli caratterizzati da matrici di impedenza dinamica, oppure nei quali si considera l'intero sistema pila - pozzo - terreno, ma con ipotesi semplici sul comportamento del terreno di fondazione, spesso assimilato ad un suolo alla Winkler (letto di molle indipendenti) con relazioni costitutive di tipo visco - elastico lineare. Le analisi dinamiche vengono generalmente condotte nel dominio della frequenza considerando come azione di ingresso oscillazioni armoniche di pulsazione ω . Tipicamente, si riportano gli spostamenti e le rotazioni attinti in testa al pozzo durante l'eccitazione armonica in funzione delle caratteristiche di rigidità e smorzamento del terreno, delle dimensioni del pozzo e delle caratteristiche della forzante. In alcuni casi (Mylonakis *et al.*, 2006; Varun *et al.*, 2009) il metodo delle sottostrutture è stato utilizzato per ottenere storie temporali delle grandezze di interesse facendo uso della trasformata di Fourier. In ogni caso, tuttavia, per utilizzare le soluzioni proposte con il metodo delle sottostrutture è necessario ridurre l'intero contenuto in frequenza della storia temporale delle accelerazioni di *input* a un'unica pulsazione ω che, ad esempio, può essere la pulsazione dominante ω_p .

Sono presenti pochi esempi di analisi dinamiche complete. In alcune di queste viene modellato l'intero sistema pila - pozzo - terreno attraverso l'utilizzo di codici di calcolo tridimensionali, nei quali il terreno è assimilato ad un mezzo elasto - plastico inelastico (non linearità di materiale) e all'interfaccia tra la superficie laterale del pozzo ed il terreno di fondazione è inserito un contatto elasto - plastico unilaterale (non linearità di tipo geometrico). In questi casi più avanzati, le analisi sono condotte nel dominio del tempo e l'*input* sismico è costituito da storie temporali delle accelerazioni.

Entrambe le tipologie di analisi (metodo delle sottostrutture, analisi dinamiche complete) vengono svolte in termini di tensioni totali, senza portare in conto la natura bifase dei terreni di fondazione e il possibile sviluppo di sovrappressioni interstiziali durante l'evento sismico. Inoltre, non è tenuta in considerazione la dipendenza dei parametri di rigidità dallo stato tensionale efficace. Infine, a conoscenza dell'autore, non è stata considerata l'influenza delle fasi costruttive del pozzo di fondazione sul comportamento sismico dell'opera.

2.4 Obiettivi della tesi

In questa tesi, lo studio del comportamento sismico dei pozzi di fondazione, di peso e rigidità elevati, viene svolto mediante analisi dinamiche accoppiate svolte nel dominio del tempo in termini di tensioni efficaci, portando in conto il comportamento non lineare del terreno di fondazione che viene assimilato ad un mezzo elasto - plastico incrudente. Con questa ipotesi costitutiva è possibile simulare la variazione della resistenza e della rigidità al taglio dei terreni di fondazione causata da un accumulo di sovrappressioni interstiziali, nonché l'attivazione di meccanismi plastici temporanei durante l'eccitazione sismica, con accumulo di spostamenti e rotazioni permanenti a fine sisma. Inoltre, è possibile ottenere una stima del rapporto di smorzamento isteretico, di particolare importanza per sovrastrutture snelle quali le pile da ponte, per le quali lo smorzamento per radiazione può assumere valori nulli (§ 2.2.1.2.2). Si ottiene in tal modo una valutazione più accurata della prestazione sismica della fondazione, calcolando le storie temporali degli spostamenti e delle rotazioni durante l'eccitazione sismica, e i valori permanenti attinti alla fine dell'evento. A differenza della maggior parte degli studi citati in precedenza, le analisi vengono, inoltre, svolte utilizzando storie accelerometriche di eventi sismici reali.

Gli obiettivi di questa tesi sono:

- la valutazione dell'influenza del comportamento elasto - plastico dei terreni di fondazione sulla prestazione dell'opera;
- il calcolo del coefficiente sismico equivalente da adottare per le verifiche geotecniche nelle condizioni pseudostatiche;
- la valutazione dell'influenza della massa e dell'inerzia rotazionale della fondazione sulle caratteristiche dinamiche del sistema.

3. Impostazione dello studio parametrico

In questo capitolo viene illustrata la procedura di definizione dello studio parametrico oggetto dello studio. Nello specifico, seguendo il lavoro di Zafeirakos e Gerolymos (2013), le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pozzi di fondazione, delle pile e dell'impalcato sono determinate per ottenere un prefissato valore del coefficiente di sicurezza ai carichi verticali in condizioni statiche, F_{sv} , e un prefissato valore del coefficiente di sicurezza in condizioni pseudostatiche F_{se} : ciò al fine di studiare il comportamento sismico di sistemi caratterizzati da valori confrontabili del grado di mobilitazione della resistenza al taglio dei terreni di fondazione.

Il calcolo dei coefficienti di sicurezza al carico limite dei pozzi di fondazione viene preliminarmente eseguito con la estensione della soluzione di Terzaghi proposta da Brinch - Hansen (1970), nell'ipotesi di comportamento rigido-plastico perfetto del terreno di fondazione. Successivamente, i risultati sono confrontati con quelli ottenuti mediante analisi tridimensionali eseguite con il metodo degli elementi finiti, nelle quali il comportamento meccanico del terreno è invece descritto con un modello elasto - plastico ad incrudimento isotropo.

3.1 Definizione del problema

Lo schema di riferimento del problema è riportato nella Figura 3.1. Si studia il comportamento del sistema pozzo di fondazione – pila – impalcato nel piano trasversale alla direzione del viadotto trascurando, quindi, l'interazione tra pile adiacenti. Un pozzo cilindrico di altezza H e diametro D , a supporto di una pila di altezza h_s , attraversa uno strato di sabbia ghiaiosa di spessore $H_1 = 5$ m ed è intestato in uno strato di argilla limosa di spessore $H_2 = 55$ m, alla base del quale è presente la formazione rigida (*bedrock*, $Z = 60$ m). Il regime delle pressioni interstiziali è idrostatico con superficie libera della falda a profondità $z_w = H_1 = 5$ m dal piano campagna. La pila è modellata come un oscillatore ad un grado di libertà di rigidezza flessionale k_s e massa concentrata in testa m_s . Si è ipotizzato, al fine di semplificare la modellazione della sovrastruttura, che la massa della pila sia concentrata agli estremi della stessa, per cui si ha $m_s = m_{imp} + 0.5 \cdot m_{pila}$, in cui m_{imp} rappresenta la massa dell'impalcato gravante sulla pila e m_{pila} è la massa della pila stessa. La rimanente metà della massa della pila è direttamente applicata in testa al pozzo al fine di riprodurre il corretto stato tensionale nei terreni di fondazione ($\sigma_{z,(0.5pila)}$ in Figura 3.1); tale porzione di massa non genera, quindi, azioni inerziali nella sovrastruttura. La sezione della pila è scatolare, di lati $L > B$ e spessore s , in cui L è ortogonale all'asse del viadotto.

3.1.1 Modello geotecnico di sottosuolo

Le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione sono riportate nella Tabella 3.1, in cui I_p è l'indice di plasticità, γ è il peso dell'unità di volume, c' e ϕ' sono la coesione efficace e l'angolo di resistenza al taglio, OCR è il grado di sovraconsolidazione e k_0 è il coefficiente di spinta in quiete.

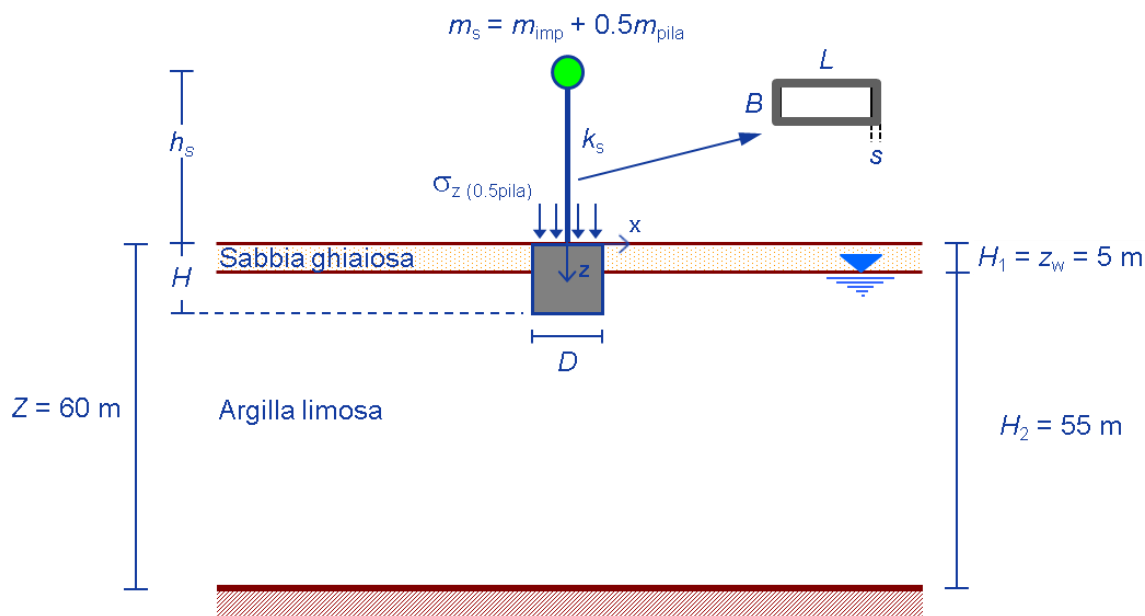


Figura 3.1. Schema di riferimento del problema

Tabella 3.1. Caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione

Terreno	I_p (%)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	OCR	k_0^{nc}	k_0
Sabbia ghiaiosa	-	20	0	30	1.0	0.50	0.50
Argilla limosa	25	20	20	23	4.4 - 1.5	0.61	1.1 - 0.7

La Figura 3.2 mostra il profilo del grado di sovraconsolidazione OCR e del coefficiente di spinta in quiete k_0 . Per lo strato di sabbia ghiaiosa si è assunto $OCR = 1.0$, mentre per lo strato di argilla si è assunto uno stato di leggera sovraconsolidazione, con valori di OCR decrescenti da 4.4 a 1.5 tra 5 e 60 m di profondità dal piano campagna, avendo ipotizzato che la sovraconsolidazione sia stata causata da un processo di erosione uniforme, con uno scarico tensionale $\Delta\sigma'_v = -340$ kPa. Il coefficiente di spinta in quiete è stato calcolato mediante la relazione di Mayne e Kulhawy (1982)

$$k_0^{oc} = k_0^{nc} \cdot OCR^{\sin\phi'} = (1 - \sin\phi') \cdot OCR^{\sin\phi'} \quad (3.1)$$

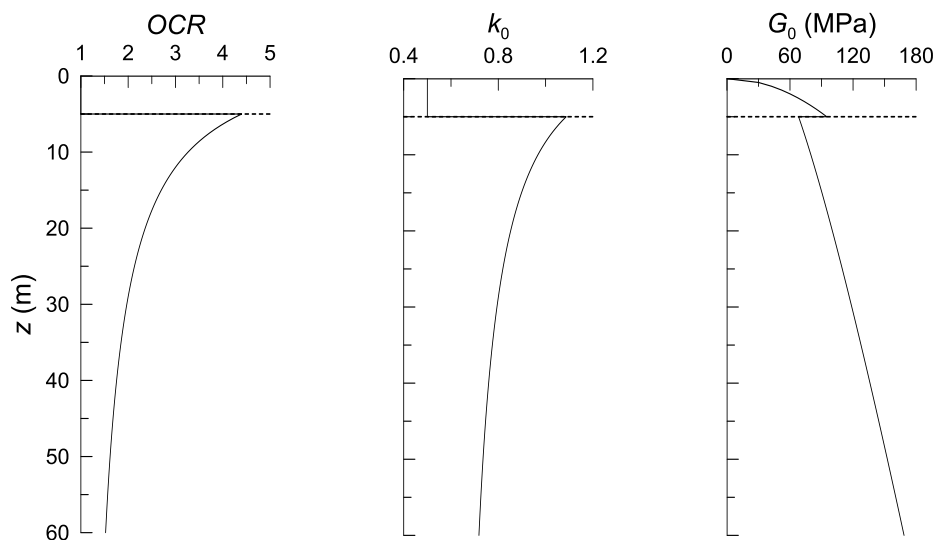


Figura 3.2. Profili del grado di sovraconsolidazione OCR , del coefficiente di spinta in quiete k_0 e del modulo di taglio iniziale G_0

Il profilo del modulo di taglio iniziale G_0 è stato valutato utilizzando la relazione empirica di Hardin e Richart (1963) per lo strato di sabbia ghiaiosa, e quella di Rampello *et al.* (1995) per lo strato di argilla limosa.

Nel primo caso è:

$$G_0 = A \cdot f(e) \cdot (p')^n \quad (3.2)$$

in cui

$$f(e) = \frac{2.17 - e^2}{1 + e}$$

è una funzione dell'indice dei vuoti calcolata per $e = 0.56$, nell'ipotesi di densità relativa $DR = 60\%$, p' è la tensione efficace media, $A = 7000$ è un coefficiente adimensionale e $n = 0.5$ è un indice di rigidità esponenziale. Nel secondo caso si ha:

$$\frac{G_0}{p_r} = S \cdot \left(\frac{p'}{p_r} \right)^n \cdot OCR^m \quad (3.3)$$

in cui $S = 407.5$ è un coefficiente adimensionale, $n = 0.77$ e $m = 0.32$ sono indici di rigidità esponenziali, tutti calcolati per $I_p = 25\%$, $p_r = 100$ kPa è una pressione di riferimento, OCR è il grado di sovraconsolidazione. Il profilo di G_0 ottenuto dalle relazioni empiriche e adottato nelle analisi è mostrato nella Figura 3.2.

Al contatto pozzo - terreno è stata assunta una resistenza al taglio di natura puramente attrittiva, con angolo d'attrito $\delta = \arctan[2/3 \tan \phi]$.

3.1.2 Pozzi di fondazione

Per i pozzi di fondazione si è assunto un comportamento elastico lineare caratterizzato da un modulo di Young $E_{\text{pozzo}} = 30 \text{ GPa}$ e un coefficiente di Poisson $\nu_{\text{pozzo}} = 0.15$. Il diametro D e la profondità H dei pozzi assunti nelle analisi sono riportati nella Tabella 3.2. Il peso dell'unità di volume è $\gamma_{\text{pozzo}} = \gamma_{\text{cls}} = 25 \text{ kN/m}^3$.

Tabella 3.2. Caratteristiche geometriche dei pozzi di fondazione

D (m)	H (m)	H/D
	4	0.5
8	8	1
	16	2
12	6	0.5
	12	1
	24	2

Tipicamente, si fa ricorso a pozzi caratterizzati da rapporti di snellezza $H/D = 0.5 - 1$ qualora non sia possibile o sia difficoltosa la realizzazione di pali trivellati di grande diametro (es: depositi alluvionali a grana grossa sotto falda). Rapporti di snellezza $H/D \geq 2$ vengono invece utilizzati, ad esempio, per intestare il pozzo di fondazione al di sotto della superficie di scorrimento di un pendio in frana.

3.1.3 Pile

Le altezze h_s assunte per le pile sono riportate nella Tabella 3.3.; anche per esse si è ipotizzato un peso dell'unità di volume $\gamma_{\text{pila}} = \gamma_{\text{cls}} = 25 \text{ kN/m}^3$ e un comportamento elastico lineare con modulo di Young $E_{\text{cls}} = 27.3 \text{ GPa}$. Il modulo di Young è pari all'80% di quello ricavato dalle NTC-08 (Ministero delle Infrastrutture, 2008; § 11.2.10.3) per la classe di calcestruzzo scelta (C35/45), per tenere conto della riduzione della rigidezza flessionale a seguito per la fessurazione eventualmente indotta dall'evento sismico.

Tabella 3.3. Altezze delle pile h_s considerate nello studio

h_s (m)
15
30
60

I rimanenti parametri che definiscono il comportamento della sovrastruttura sono la massa dell'impalcato m_{imp} , la massa m_{pila} e la rigidezza flessionale della pila k_s .

3.2 Determinazione dei parametri della sovrastruttura

Fissate le caratteristiche meccaniche e geometriche dei terreni e dei pozzi di fondazione e alcune delle proprietà delle pile, i rimanenti parametri che concorrono a definire il problema sono stati determinati imponendo prestabiliti valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite in condizioni statiche (per i soli carichi verticali) e in condizioni pseudostatiche: $F_{Sv} = 5.5$ e $F_{Se} = 0.7$. Tali valori si riferiscono a condizioni drenate dei terreni di fondazione. Essi sono stati scelti per studiare sistemi caratterizzati da valori confrontabili del grado di mobilitazione della resistenza al taglio in condizioni statiche e in condizioni sismiche, nei quali l'effetto della plasticità dei terreni di fondazione sul comportamento della struttura fosse prevalente (Zafeirakos e Gerolymos, 2013). Le grandezze che sono state così determinate sono:

- la massa totale della sovrastruttura $m_{\text{testa pozzo}} = m_{\text{imp}} + m_{\text{pila}}$ e quindi il carico verticale agente alla testa del pozzo $N_{\text{testa pozzo}} = m_{\text{testa pozzo}} \cdot g$, derivati imponendo la condizione $F_{Sv} = 5.5$, in cui $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità;
- le caratteristiche dinamiche della sovrastruttura, cioè la massa m_s e la rigidezza flessionale k_s dell'oscillatore elementare con il quale è schematizzata la pila, dalla condizione $F_{Se} = 0.7$, avendo *a priori* fissato uno spettro di risposta di riferimento per la determinazione delle azioni pseudostatiche agenti in testa al pozzo.

Il coefficiente di sicurezza al carico limite in condizioni statiche è definito dalla relazione

$$F_{Sv} = \frac{N_{\text{lim}}}{N_{\text{tot}}} \quad (3.4)$$

in cui N_{lim} rappresenta il carico limite della fondazione per carichi verticali e centrati e $N_{\text{tot}} = N_{\text{testa pozzo}} + W_{\text{pozzo}} = (m_{\text{testa pozzo}} + m_{\text{pozzo}}) \cdot g$ è il carico verticale agente al piano di posa del pozzo di fondazione; esso include il peso proprio del pozzo W_{pozzo} . I valori di N_{tot} , e quindi di $m_{\text{imp}} + m_{\text{pila}}$, vengono determinati per soddisfare la condizione $F_{Sv} = 5.5$. Analogamente, l'espressione del carico limite in condizioni pseudostatiche è

$$F_{Se} = \frac{N_{\text{lim,e}}}{N_{\text{tot}}} \quad (3.5)$$

in cui $N_{\text{lim,e}}$ rappresenta il carico limite della fondazione in presenza di azioni eccentriche e inclinate.

In N_{tot} è presente la massa totale $m_{\text{testa pozzo}}$, mentre il carico limite in condizioni pseudostatiche $N_{\text{lim,e}}$ dipende dalle grandezze m_s e k_s , che devono essere scelte per soddisfare la condizione $F_{Se} = 0.7$.

3.2.1 Carico limite dei pozzi di fondazione

Il carico limite dei pozzi è stato valutato mediante la formula di Terzaghi, nelle semplici ipotesi di: comportamento rigido - plastico perfetto dei terreni di fondazione; di condizioni drenate (analisi in tensioni efficaci); nel caso generale di carichi inclinati ed eccentrici, utilizzando i coefficienti correttivi per la forma della fondazione, la profondità del piano di posa e l'inclinazione dei carichi, nonché considerando una fondazione equivalente di larghezza minore (Brinch-Hansen, 1970):

$$N_{\text{lim,e}} = q_{\text{lim,e}} \cdot B_{\text{eq}} \quad (3.6)$$

in cui

$$q_{\text{lim,e}} = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + \frac{1}{2} \gamma_{\text{eq}} B_{\text{eq}} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma + \gamma_w \cdot a \quad (3.7)$$

Nel caso dei pozzi, per i quali il rapporto di snellezza H/D fra altezza e diametro è ridotto (≈ 1), si può trascurare preliminarmente il contributo al carico limite fornito dalle tensioni tangenziali che si sviluppano lungo la superficie laterale del pozzo (Brandl, 1985). Per via di questa assunzione, ci si attende quindi che i coefficienti di sicurezza valutati mediante analisi numeriche, in cui invece si tiene conto di tali tensioni, siano maggiori.

Le grandezze presenti nella relazione (3.7) assumono i seguenti significati:

- fattori di capacità portante per il carico limite: N_q , N_c e N_γ ;
- coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione, dell'inclinazione dei carichi e della profondità del piano di posa della fondazione: s , i e d ;
- tensione efficace verticale litostatica alla profondità del piano di posa: q' ;
- coesione efficace: c' ;
- peso dell'unità di volume equivalente: γ_{eq} ; dette z_w la profondità della superficie libera della falda da piano campagna e H la profondità del piano di posa della fondazione, è:

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{eq}} &= \gamma & \text{se } z_w &\geq H + B_{\text{eq}} \\ \gamma_{\text{eq}} &= \gamma' & \text{se } z_w &\leq H \\ \gamma_{\text{eq}} &= \frac{(\gamma - \gamma') \cdot (z_w - H)}{B_{\text{eq}}} & \text{se } H < z_w < H + B_{\text{eq}} \end{aligned} \quad (3.8)$$

- larghezza equivalente della fondazione: B_{eq} ; si ottiene considerando una fondazione equivalente, di dimensioni ridotte, tale che il carico trasmesso in fondazione risulti centrato su di essa. Le dimensioni della fondazione equivalente sono individuate assumendo, cautelativamente, che le risultanti delle azioni agenti in fondazione siano contenute nel piano di massima pendenza (Meyerhof, 1953). Lo schema utilizzato per una fondazione a pianta circolare è mostrato nella Figura 3.3. Le dimensioni della fondazione equivalente divengono, a tutti gli effetti, le dimensioni da utilizzare nelle equazioni (3.7) e (3.8) per il calcolo del carico limite;
- pressione interstiziale alla profondità del piano di posa: $\gamma_w \cdot a$, dove γ_w è il peso dell'unità di volume dell'acqua di porosità ed a è la distanza tra la superficie libera della falda e il piano di posa della fondazione; essa vale:

$$\begin{aligned} a &= H - z_w && \text{se } z_w < H \\ a &= 0 && \text{se } z_w \geq H \end{aligned} \quad (3.9)$$

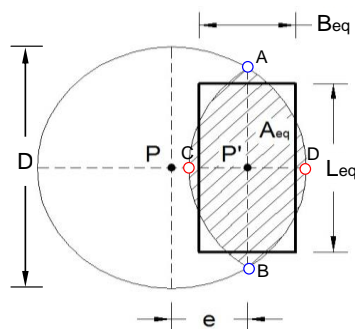


Figura 3.3. Fondazione equivalente sotto carichi eccentrici per sezione a pianta circolare

Nel calcolo dell'eccentricità dei carichi agenti sul piano di posa del pozzo, si è considerato il contributo delle tensioni normali applicate sulla superficie laterale del pozzo (Froelich, 1936). Le dimensioni ridotte della fondazione equivalente sono quindi calcolate considerando l'eccentricità netta, ottenuta imponendo l'equilibrio tra le azioni trasmesse all'estradosso del pozzo, il suo peso e la reazione applicata dal terreno alla base e lungo la superficie laterale del pozzo (Figura 3.4 a - b).

La tensione orizzontale massima del terreno, nelle condizioni di equilibrio limite, è determinata a partire dal coefficiente di spinta passiva k_p , calcolato mediante la soluzione cautelativa di Lancellotta (2002), derivata dal teorema statico dell'analisi limite in funzione dell'angolo di resistenza al taglio φ' e dell'angolo di attrito δ tra il terreno e la superficie laterale del pozzo.

Per la determinazione delle tensioni orizzontali agenti sulla superficie laterale del pozzo si è assunto che il cinematisimo di collasso consista in una rotazione rigida del pozzo e che la distribuzione delle tensioni abbia un profilo con andamento parabolico, caratterizzato da una tangente in testa al pozzo pari a $\gamma \cdot k_p$ e definito dalla posizione del centro di rotazione. È possibile individuare due andamenti in funzione della posizione del centro di rotazione rispetto al piano di base:

1. centro di rotazione del pozzo coincidente con il piano di base (Figura 3.4 a);
2. centro di rotazione del pozzo al di sopra del piano di base (Figura 3.4 b).

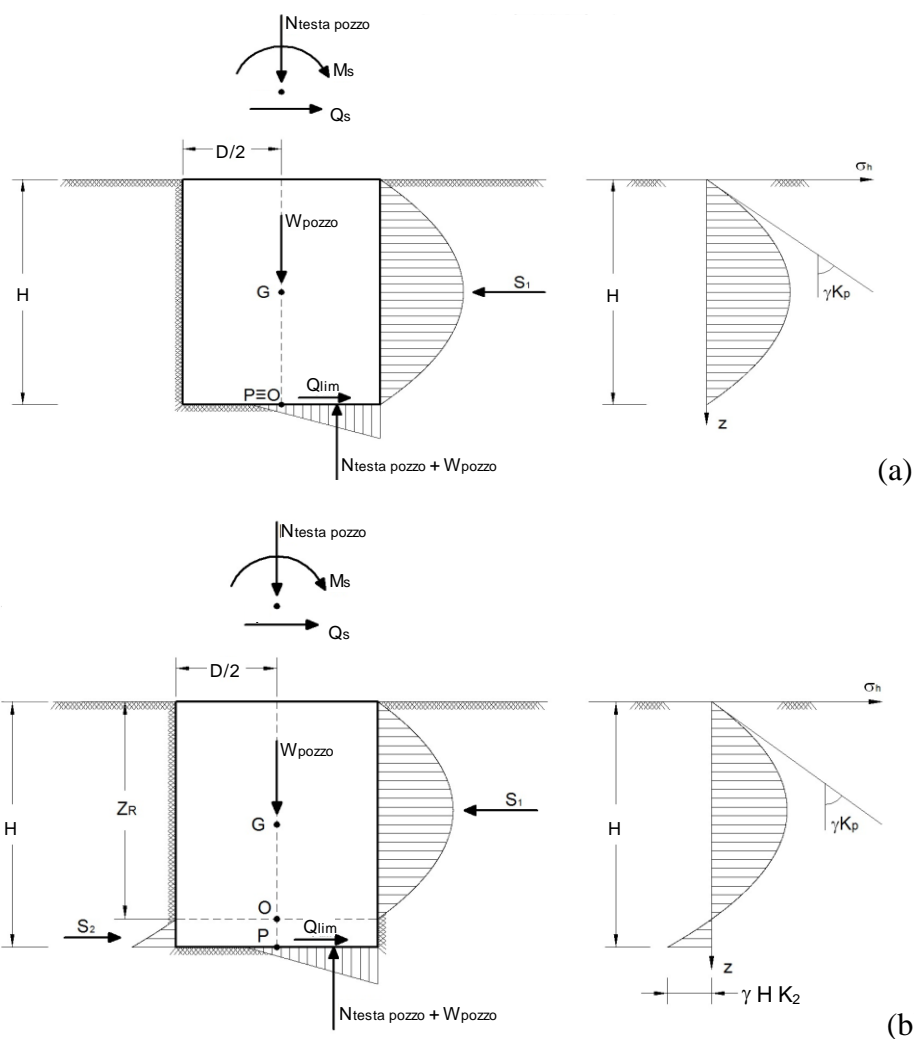


Figura 3.4. Schema per il calcolo dell'equilibrio delle forze esterne con centro di rotazione O del pozzo al piano di base (a) e al di sopra del piano di base (b)

Dette Q_s e N_{tot} le risultanti delle azioni orizzontali e verticali agenti alla base del pozzo, D e H il diametro e l'altezza del pozzo e γ il peso dell'unità di volume del terreno, si verifica il caso (1) se è soddisfatta la disuguaglianza:

$$6 \cdot (Q_s + N_{tot} \tan \varphi'_s) \geq k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot H^2 \quad (3.10)$$

in cui φ'_s è l'angolo d'attrito al contatto fra il piano di posa della fondazione e il terreno, assunto pari a δ . Quando si verifica il caso (1) la coppia M_0 dovuta alla reazione orizzontale del terreno è pari a:

$$M_0 = \frac{k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot H^3}{12} \quad (3.11)$$

Se non è soddisfatta la disuguaglianza (3.11), vale il caso (2); in tali circostanze la coppia M_0 risulta:

$$M_0 = \frac{k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot H^3}{12} + \frac{(Q_s + N_{tot} \tan \varphi'_s) \cdot H}{4} \quad (3.12)$$

L'eccentricità netta e_{netta} del carico verticale è quindi calcolata combinando M_0 con gli altri carichi agenti sulla fondazione, secondo la sequenza riassunta:

$$e_{netta} = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} \quad (3.13)$$

$$N_{tot} = N_{testa\ pozzo} + W_{pozzo} \quad (3.14)$$

$$M_{tot} = M_{s,tot} - M_0 \quad (3.15)$$

in cui il momento agente sul piano di base del pozzo è incrementato del momento di trasporto delle azioni orizzontali (Q_s) dalla testa alla base del pozzo ($M_{s,tot} = M_s + Q_s \cdot H$).

3.2.2 Massa totale della sovrastruttura

La massa complessiva della sovrastruttura è stata ottenuta dalla condizione

$$F_{Sv} = \frac{N_{lim}}{N_{tot}} = 5.5 \quad (3.16)$$

da cui si ricava

$$m_{testa\ pozzo} = \frac{(N_{lim}/5.5 - W_{pozzo})}{g} \quad (3.17)$$

ove $W_{pozzo} = \gamma_{cls} \cdot \pi(D^2/4) H$.

I valori delle masse $m_{testa\ pozzo}$ e dei conseguenti carichi verticali N_{tot} agenti sul piano di posa dei pozzi di diverse dimensioni sono riportati nella Tabella 3.4.

Tabella 3.4. Masse totali della sovrastruttura $m_{testa\ pozzo}$ e carichi verticali in testa al pozzo $N_{testa\ pozzo}$ e al piano di posa N_{tot}

D (m)	H/D	H (m)	$m_{testa\ pozzo}$ (Mg)	$N_{testa\ pozzo}$ (MN)	W_{pozzo} (MN)	N_{tot} (MN)
8	0.5	4	1474.8	14.5	5.0	19.5
	1	8	1717.5	16.8	10.1	26.9
	2	16	2227.4	21.9	20.1	42.0
12	0.5	6	3558.3	34.9	17.0	51.9
	1	12	4295.1	42.1	33.9	76.0
	2	24	5891.1	57.8	67.9	125.7

Una volta noti i carichi verticali agenti in fondazione è possibile calcolare il grado di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno MF , definito come

$$MF = \frac{\tau_{mob}}{\tau_f} \quad (3.18)$$

in cui τ_{mob} è la tensione al taglio mobilitata e τ_f è la resistenza al taglio. Posto $\gamma_c = \gamma_{\varphi'} = \gamma_M$ è:

$$\tau_{mob} = \frac{c'}{\gamma_c} + \sigma'_n \cdot \frac{\tan \varphi'}{\gamma_{\varphi'}} = \frac{1}{\gamma_M} (c' + \sigma'_n \cdot \tan \varphi') \quad (3.19)$$

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \cdot \tan \varphi' \quad (3.20)$$

da cui segue

$$MF = \frac{1}{\gamma_M} \quad (3.21)$$

Il grado di mobilitazione MF è stato calcolato per iterazioni successive ricercando la condizione $F_{Sv} = 1$. I coefficienti γ_M così ottenuti sono riportati nella Tabella 3.5.

Tabella 3.5. Coefficienti parziali γ_M e gradi di mobilitazione della resistenza al taglio MF

D (m)	H/D	H (m)	γ_M	MF (%)
8	0.5	4	2.64	37.9
	1	8	2.79	35.9
	2	16	3.01	33.2
12	0.5	6	2.68	37.2
	1	12	2.92	34.2
	2	24	3.16	31.6

Il grado di mobilitazione MF ottenuto è poco variabile, con un valore medio pari al 35 % e un coefficiente di variazione $cov = \sigma/MF_{medio} = 7.0$ %, in cui σ è la deviazione standard. Le condizioni iniziali sono quindi fissate ed uguali per tutti i pozzi considerati nello studio.

3.2.3 Caratteristiche della sovrastruttura

Le incognite m_s e k_s sono state ottenute imponendo:

$$F_{Se} = \frac{N_{lim,e}}{N_{tot}} = 0.7 \quad (3.22)$$

È da sottolineare che il valore $F_{se} = 0.7 < 1$ indica qui semplicemente la distanza dalla condizione limite $F_{se} = 1$ (Zafeirakos e Gerolymos, 2013).

Il carico limite $N_{lim,e}$ dipende dalle azioni pseudostatiche Q_s e M_s , definite come

$$Q_s = m_s \cdot Sa(T) \cdot g \quad (3.23)$$

$$M_s = Q_s \cdot h_s = m_s \cdot Sa(T) \cdot g \cdot h_s \quad (3.24)$$

in cui $Sa(T)$ è l'accelerazione spettrale (in g) calcolata per il periodo T dallo spettro di risposta elastico in accelerazione. In questo studio si è utilizzato lo spettro di risposta elastico in accelerazione fornito dalle NTC-08 (Ministero delle Infrastrutture, 2008) allo Stato Limite Ultimo (SLU.) per le coordinate della Diga Ambiesta di Tolmezzo, assumendo: vita nominale $V_N = 100$ anni, classe d'uso III, e quindi coefficiente d'uso $C_u = 1.5$; una vita di riferimento $V_R = 150$ anni, categoria di sottosuolo C, essendo $V_{S,30} = 204.4$ m/s, categoria topografica T1; rapporto di smorzamento $\xi = 5\%$ (Figura 3.5).

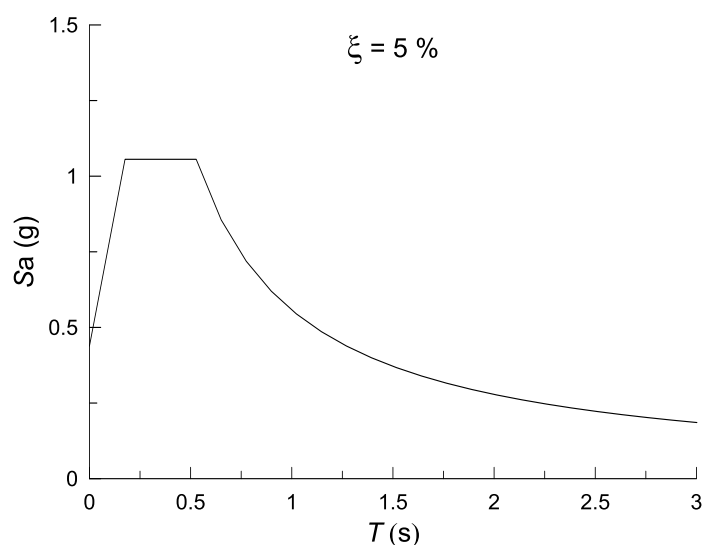


Figura 3.5. Spettro elastico di risposta in accelerazione allo SLU ottenuto dalle NTC - 08 per il sito di Tolmezzo

L'accelerazione spettrale Sa è stata ricavata, per le varie configurazioni d'interesse, tenendo conto già a monte, seppur in maniera approssimata, degli effetti dell'interazione dinamica terreno - struttura sul periodo proprio T_{eq} e sul rapporto di smorzamento equivalente ξ_{eq} dell'intero sistema. Nello specifico, il periodo proprio equivalente T_{eq} è

$$T_{eq} = \frac{T_{sys}}{\sqrt{1 - \xi_{eq}^2}} \quad (3.25)$$

in cui il periodo T_{sys} è quello proposto da Tsigginos *et al.* (2008):

$$\frac{T_{sys}}{T_s} \approx 1 + \left(\frac{\omega_s h_s}{V_s} \right)^{1.18} \left(\frac{m_s}{m_{pozzo}} \right)^{0.613} \left(2 \frac{h_s}{D} \right)^{-0.5} \quad (3.26)$$

ove $\omega_s = \sqrt{k_s/m_s} = 2\pi/T_s$ è la pulsazione propria della pila a vincoli fissi, T_s è il periodo proprio della pila a vincoli fissi e V_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio nel terreno.

Il rapporto di smorzamento ξ_{eq} è stato stimato, in assenza di altre espressioni sviluppate appositamente per i pozzi di fondazione, con la soluzione proposta da Wolf (1985) per fondazione superficiale circolare, infinitamente rigida, su semispazio visco - elastico lineare. Il rapporto di smorzamento equivalente così ottenuto approssima per difetto quello dei pozzi di fondazione, poiché per i pozzi lo smorzamento per radiazione è maggiore di quello delle fondazioni superficiali (Gazetas, 1991 a, b).

L'espressione di ξ_{eq} , adattata al caso di una fondazione a pozzo, è

$$\xi_{eq} = \left(\frac{T_{eq}}{T_s}\right)^{-2} \xi_s + \left[1 - \left(\frac{T_{eq}}{T_s}\right)^{-2}\right] \xi + \left(\frac{T_{eq}}{T_s}\right)^{-3} \frac{\left(\frac{m_s}{m_{pozzo}}\right)}{\left(\frac{\omega_s h_s}{V_s}\right)} \left[\frac{0.036(2-\nu)}{\left(2\frac{h_s}{D}\right)} + 0.028(1-\nu) \right] \quad (3.27)$$

in cui $\xi_s = 5\%$ è il rapporto di smorzamento della pila, ξ è il rapporto di smorzamento isteretico associato al terreno di fondazione e $\nu = 0.2$ è il coefficiente di Poisson del terreno. I valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e del rapporto di smorzamento del terreno ξ , necessari per il calcolo del periodo proprio equivalente T_{eq} , sono stati ottenuti svolgendo un'analisi di risposta sismica locale con il metodo lineare equivalente, al fine di ottenere una stima del decadimento della rigidezza del terreno e dell'aumento del rapporto di smorzamento a seguito della propagazione del moto sismico. I risultati di questa analisi sono riportati nel paragrafo successivo.

3.2.3.1 Determinazione della velocità equivalente e del rapporto di smorzamento del terreno di fondazione da analisi di risposta sismica locale

L'analisi di risposta sismica locale per la valutazione della velocità delle onde di taglio V_s e del rapporto di smorzamento del terreno ξ , eseguita nelle condizioni di campo libero (*free - field*), è stata condotta con il metodo lineare equivalente, in cui il terreno viene assimilato ad un mezzo visco-elastico non lineare con fissate curve di decadimento del modulo di taglio G e di incremento del rapporto di smorzamento isteretico ξ in funzione della deformazione di taglio γ . Nel metodo lineare equivalente l'analisi viene ripetuta aggiornando i valori del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento sino ad ottenere deformazioni di taglio γ compatibili, entro la tolleranza prefissata, con le curve $G - \gamma$ e $\xi - \gamma$ specificate in ingresso; i risultati sono quindi riferiti

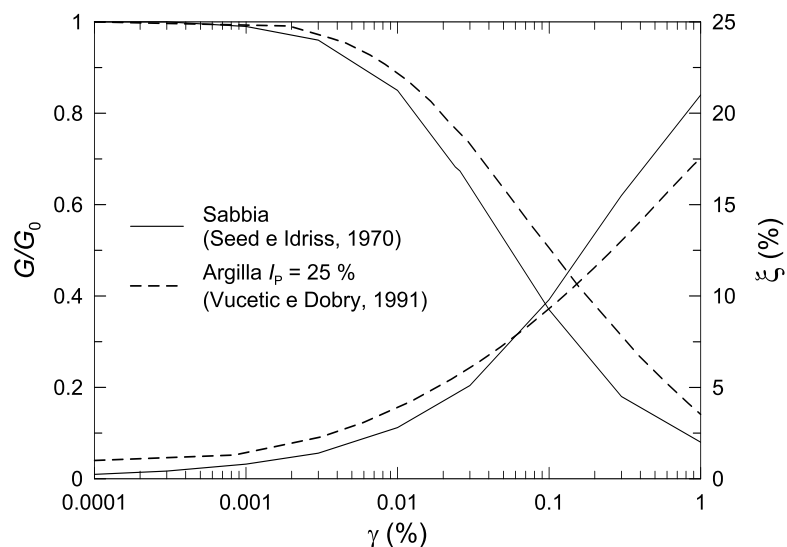


Figura 3.6. Variazione del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento isteretico ξ in funzione della deformazione di taglio γ

ai valori operativi di G e ξ . L'analisi è stata svolta con il codice di calcolo MARTA (Callisto, 2015).

Per lo strato di sabbie e ghiaie si sono assunte le curve sperimentali di Seed e Idriss (1970) per terreni a grana grossa; specificamente la curva di estremo superiore per G e quella di estremo inferiore per ξ , mentre per lo strato di argilla si è fatto riferimento alle curve proposte da Vucetic e Dobry (1991) per $OCR = 3$ e indice di plasticità $I_P = 25\%$ (Figura 3.6).

L'azione sismica di ingresso all'analisi è costituita dalla registrazione accelerometrica di Tolmezzo-Diga Ambiesta (TLM1 E-W, 06/05/1976), selezionata dallo *European Strong Motion Database* (Ambraseys *et al.*, 2004), applicata in corrispondenza della formazione stabile di base a 60 m di profondità e corretta per restituire spostamenti e velocità nulle a fine registrazione (*baseline correction*). Le principali caratteristiche della registrazione accelerometrica sono riportate nella Tabella 3.6 in cui $a_{\max,inp}$ è l'accelerazione di picco, I_A è l'intensità di Arias, T_D è la durata significativa dell'evento (tra il 5 ed il 95 % di I_A), T_m è il periodo medio come definito da Rathje *et al.* (1998) e T_p è il periodo predominante. La Figura 3.7, Figura 3.8 e Figura 3.9 mostrano la registrazione accelerometrica di *input*, lo spettro di Fourier in ampiezza e lo spettro di risposta elastico in accelerazione per un rapporto di smorzamento $\xi = 5\%$. Si tratta di un evento di intensità elevata, breve durata significativa e ricco in alte frequenze.

Tabella 3.6. Principali caratteristiche dell'accelerogramma di *input*

$a_{\max,inp}$ (g)	I_A (m/s)	T_D (s)	T_m (s)	T_p (s)
0.316	1.17	5.22	0.50	0.67

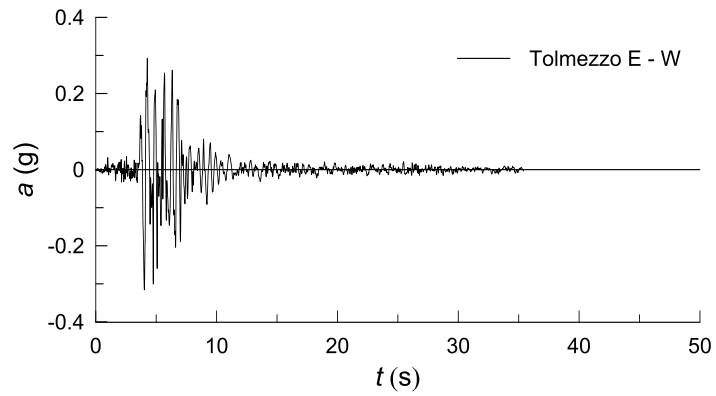


Figura 3.7. Registrazione accelerometrica di *input* (Tolmezzo – Diga Ambiesta E – W)

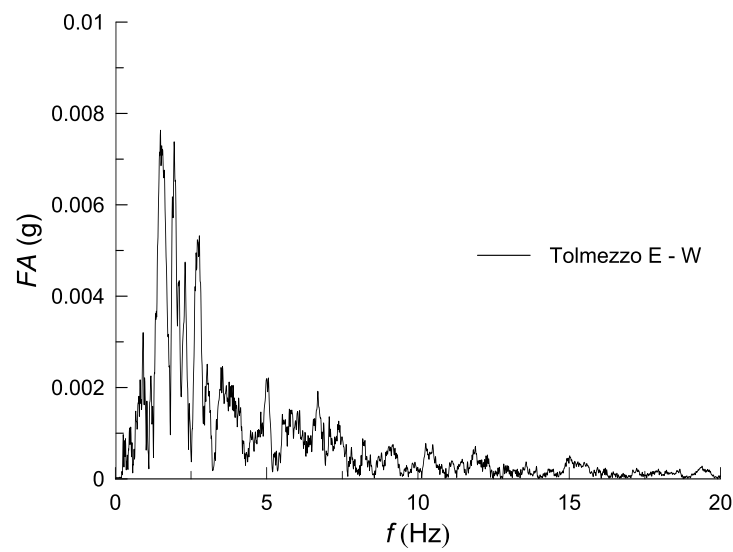


Figura 3.8. Spettro di Fourier delle ampiezze dell'accelerogramma di *input*

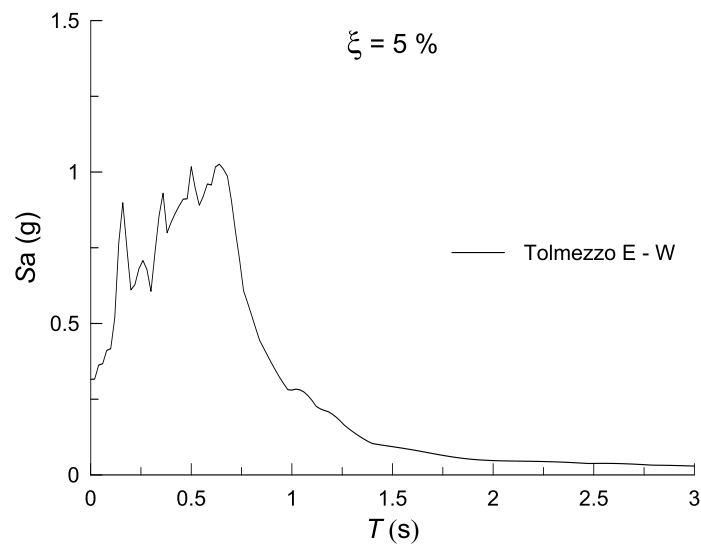


Figura 3.9. Spettro di risposta in accelerazione dell'accelerogramma di *input* per un rapporto di smorzamento $\xi = 5\%$

La Figura 3.10 mostra i profili dei massimi valori attinti durante l'azione sismica dall'accelerazione orizzontale, adimensionalizzata rispetto alla massima accelerazione di ingresso e dalle deformazioni di taglio; la figura mostra anche i valori operativi del modulo di taglio G , adimensionalizzato rispetto a G_0 , e del rapporto di smorzamento ξ . Il rapporto $a_{\max}/a_{\max,inp}$ risulta maggiore dell'unità nei primi 10 m di profondità, con un massimo pari a $\cong 1.5$ al piano campagna; le deformazioni di taglio massime sono comprese tra 0.15 e 0.3 %; i valori del modulo di taglio sono compresi nell'intervallo $0.38 \div 0.70 G_0$; il rapporto di smorzamento ξ è pari a circa il 10%.

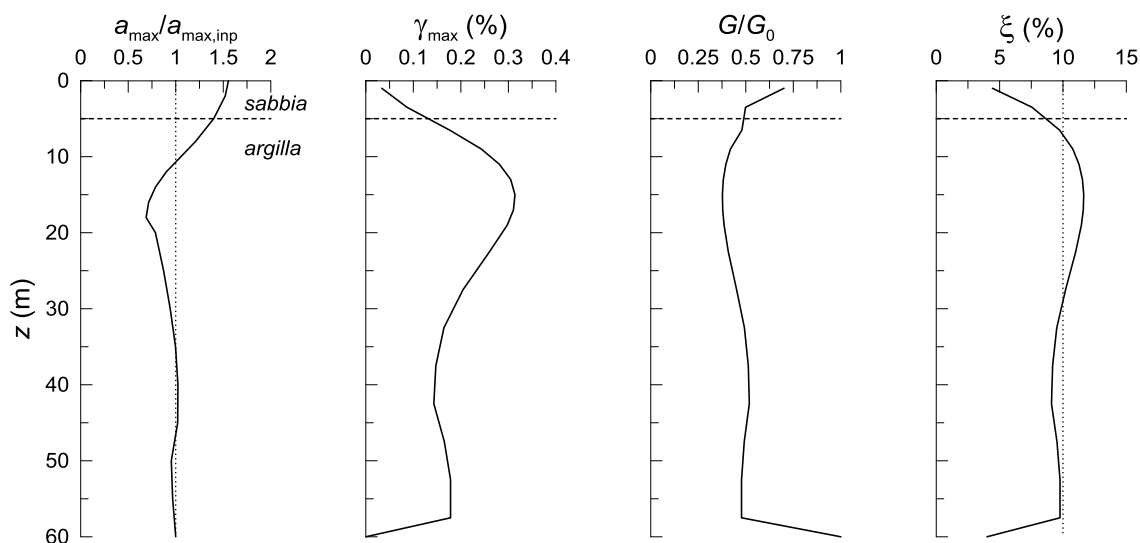


Figura 3.10. Risultati dell'analisi di risposta sismica locale svolta in condizioni di *free - field* con il metodo lineare equivalente

La Figura 3.11 mostra lo spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato al piano campagna per un rapporto di smorzamento $\xi = 5\%$. Il valore massimo dell'accelerazione spettrale $S_a \cong 2.1 g$ si ottiene per un valore di T pari a 0.5 s; per periodi più elevati lo spettro è caratterizzato dal classico andamento decrescente, ad eccezione di un secondo picco ($S_a \cong 0.8 g$) attinto per $T = 1.16$ s. Quest'ultimo picco si pone all'interno dell'intervallo delimitato dal periodo proprio della colonna di terreno a monte e a valle dell'analisi di risposta sismica locale. Infatti, posto $T_0 = 4Z/V_s$, è $T_0 = 1.04$ s per $V_s = 231.5$ m/s e $T_0 = 1.35$ s per $V_s = 178$ m/s, in cui i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio sono stati ottenuti, rispettivamente, a monte e a valle dell'analisi di risposta sismica locale nelle condizioni di *free - field*. Il confronto con lo spettro elastico in accelerazione ottenuto dalle NTC-08 (Ministero delle Infrastrutture, 2008) mostra che lo spettro ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale possiede un'accelerazione d'ancoraggio sostanzialmente coincidente ($S_a(T=0) = 0.44 g$), fornendo una sovrastima di S_a per valori di T compresi tra 0.7 e 1.5 s e una sottostima per i periodi più elevati.

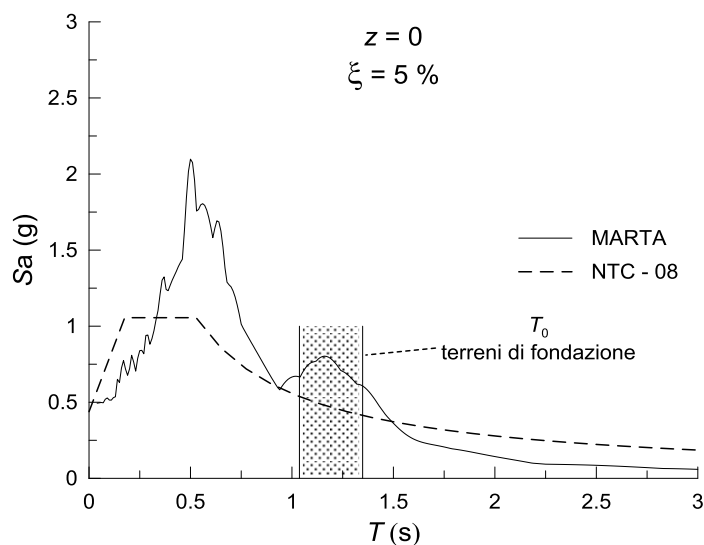


Figura 3.11. Spettri elastici di risposta in accelerazione in condizioni *free-field* al piano campagna ottenuti con il metodo lineare equivalente (MARTA) e con la procedura semplificata proposta dalla normativa tecnica italiana (NTC – 08)

La velocità delle onde di taglio V_S da utilizzare nella valutazione del periodo proprio equivalente del sistema T_{eq} (eq. (3.26)) è stata ricavata come media armonica ponderata delle velocità operative ottenute a valle dell'analisi, in cui i pesi sono costituiti dall'altezza degli strati nei quali è stata discretizzata la colonna di terreno:

$$V_{S,eq} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{S,i}}} = \frac{H+2D}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad (3.28)$$

in cui $H+2D$ è la massima profondità assunta per il volume significativo, h_i è lo spessore dello strato i -esimo, n è il numero di strati e $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo:

$$V_{S,i} = \sqrt{\frac{G_i}{\rho}} \quad (3.29)$$

dove $\rho = \gamma/g = 2.04 \text{ Mg/m}^3$ è la densità del terreno e G_i è il modulo di taglio operativo ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale. Il rapporto di smorzamento ξ del terreno è poco variabile nelle profondità di interesse; di conseguenza, è stato assunto un valore costante con la profondità, pari a $\xi = 10.0 \%$.

I valori delle velocità $V_{S,eq}$ e dei rapporti di smorzamento ottenuti sono riportati nella Tabella 3.7

Tabella 3.7. Velocità delle onde di taglio operative $V_{S,eq}$ e rapporti di smorzamento del terreno ξ ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale condotta con il metodo lineare equivalente

D (m)	H/D	H (m)	$H+2D$ (m)	$V_{S,eq}$ (m/s)	ξ (%)
8	0.5	4	20	130.2	10.0
	1	8	24	132.9	10.0
	2	16	32	140.9	10.0
12	0.5	6	30	136.7	10.0
	1	12	36	145.0	10.0
	2	24	48	152.1	10.0

Nella Figura 3.12 sono riportati i profili di $G_{0,i}$, G/G_0 e $V_{S,i}$ insieme al valore di $V_{S,eq}$ ottenuto per il pozzo con $D = H = 12$ m.

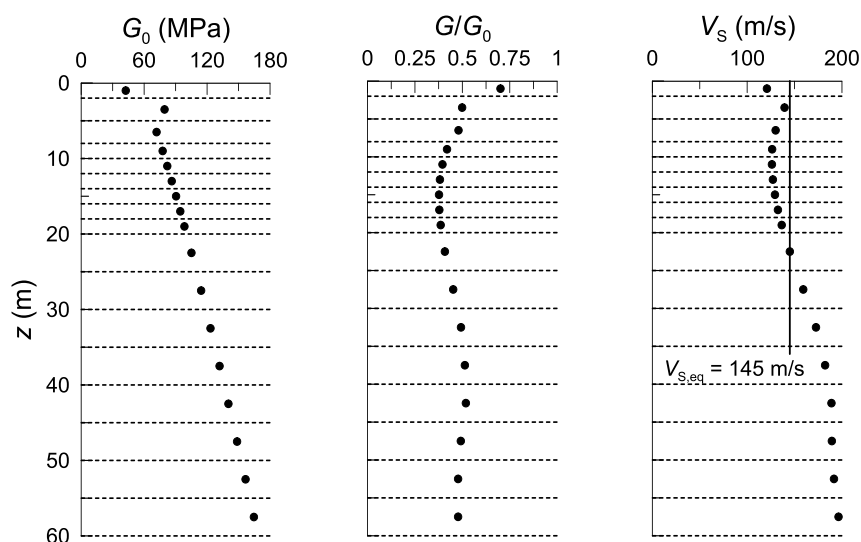


Figura 3.12. Procedura seguita per il calcolo di $V_{S,eq}$ nel caso di pozzo con $D = H = 12$ m

3.2.3.2 Valori di massa e rigidezza della sovrastruttura

Le azioni pseudostatiche agenti in testa al pozzo (eq. (3.23) - (3.24)) e le proprietà della sovrastruttura assimilata a un oscillatore semplice (eq. (3.26) - (3.27)) dipendono dalla massa m_s e dalla rigidezza k_s dell'oscillatore semplice. Esse sono state ricavate iterativamente imponendo la condizione $F_{se} = 0.7$. È da notare che m_s e k_s sono legate tra loro attraverso le dimensioni L , B e s della sezione trasversale della pila. Infatti:

$$m_s = m_{\text{imp}} + \frac{1}{2}m_{\text{pila}} = m_{\text{imp}} + \frac{1}{2}\gamma_{\text{cls}} \cdot A_{\text{pila}} \cdot h_s \quad (3.30)$$

in cui A_{pila} è l'area della sezione trasversale della pila, pari a

$$A_{\text{pila}} = L \cdot B - (L - 2s) \cdot (B - 2s) \quad (3.31)$$

e

$$k_s = \frac{3E_{\text{cls}} I_s}{h_s^3} \quad (3.32)$$

ove I_s è il momento d'inerzia della sezione trasversale della pila attorno all'asse y (parallelo all'asse del viadotto), definito come

$$I_s = \frac{1}{12} \left[B \cdot L^3 - (B - 2s) \cdot (L - 2s)^3 \right] \quad (3.33)$$

Le variabili indipendenti del problema per ricavare le caratteristiche dinamiche della sovrastruttura sono, quindi, le dimensioni della pila L , B e s e la massa dell'impalcato m_{imp} , soggette ai vincoli $F_{\text{Se}} = 0.7$ e $m_{\text{imp}} + m_{\text{pila}} = m_{\text{testa pozzo}}$, in cui la massa $m_{\text{testa pozzo}}$ è stata precedentemente ricavata dalla condizione $F_{\text{Sv}} = 5.5$. Il problema, così impostato, possiede infinite soluzioni: pertanto, gli ulteriori vincoli imposti sono i seguenti:

$$L \geq B \quad (3.34)$$

$$s \geq 30 \text{ cm} \quad (3.35)$$

in cui il vincolo espresso dalla (3.35) è indicato nelle linee guida per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata emessa dall'ANAS (2012) per pile rettangolari cave.

I risultati ottenuti dalla procedura iterativa esposta sono riportati nella Tabella 3.8 per pozzi di diametro $D = 8$ m e nella Tabella 3.9 per pozzi di diametro $D = 12$ m. Il periodo proprio della pila a vincoli fissi $T_s (= 2\pi\sqrt{m_s/k_s})$ risulta compreso tra 0.72 s e 2.76 s, mentre il periodo proprio dell'intero sistema T_{eq} è compreso tra 1.26 s e 3.62 s; il rapporto T_{eq}/T_s varia quindi da un minimo di 1.29 a un massimo di 1.86: il primo valore è associato al caso di una pila flessibile rispetto al sistema pozzo - terreno ($D = H = 8$ m, $h_s = 60$ m) e il secondo al caso di pila rigida rispetto al sistema pozzo - terreno ($D = 12$ m, $H = 24$ m, $h_s = 30$ m).

Tabella 3.8. Proprietà geometriche e meccaniche della sovrastruttura per $D = 8$ m

D (m)	H/D	h_s (m)	L (m)	B (m)	s (m)	I_s (m ⁴)	k_s (MN/m)	m_{pila} (Mg)	m_{imp} (Mg)	m_s (Mg)
8	0.5	30	3.4	1.5	0.3	3.3	10.1	196.7	1278.0	1376.4
		60	4.5	3.2	0.5	16.5	6.2	1018.9	698.6	1208.1
	1	30	3.3	2.2	0.3	3.9	11.8	217.2	1500.3	1608.9
		60	4.5	3.2	0.5	16.5	6.2	1018.9	698.6	1208.1
	2	30	4.8	2.9	0.4	15.5	46.9	422.6	1804.8	2016.1
		60	7.7	4.5	0.3	55.0	20.8	1065.0	1162.4	1694.9

D (m)	H/D	h_s (m)	T_s (s)	T_{eq} (s)	T_{eq}/T_s	ξ_{eq} (%)
8	0.5	30	2.32	3.22	1.39	8.0
		60	2.76	3.59	1.29	8.9
	1	30	2.32	2.95	1.30	8.2
		60	2.76	3.59	1.29	8.9
	2	30	1.30	1.80	1.39	9.5
		60	1.79	2.47	1.39	9.7

Tabella 3.9. Proprietà geometriche e meccaniche della sovrastruttura per $D = 12$ m

D (m)	H/D	h_s (m)	L (m)	B (m)	s (m)	I_s (m ⁴)	k_s (MN/m)	m_{pila} (Mg)	m_{imp} (Mg)	m_s (Mg)
12	0.5	15	3.5	2.0	0.3	4.4	106.4	113.2	3445.1	3501.7
		30	4.6	2.5	0.4	12.4	37.7	384.8	3173.5	3365.9
		60	7.1	3.0	0.5	52.3	19.8	1399.3	2159.0	2858.6
	1	15	4.0	2.5	0.3	7.0	169.3	134.6	4160.5	4227.8
		30	5.8	3.0	0.4	26.0	78.7	489.2	3806.0	4050.6
		60	8.0	4.7	0.4	78.9	29.9	1454.0	2841.1	3568.1
2	30	9.1	6.5	0.4	135.7	411.2	904.2	4986.9	5439.0	
	60	12.0	12.0	0.5	507.9	192.3	3156.8	2374.3	4132.7	

D (m)	H/D	h_s (m)	T_s (s)	T_{eq} (s)	T_{eq}/T_s	ξ_{eq} (%)
12	0.5	15	1.14	1.76	1.64	8.3
		30	1.88	2.76	1.47	8.2
		60	2.39	3.62	1.50	9.0
	1	15	0.99	1.43	1.40	8.9
		30	1.43	2.06	1.50	9.1
		60	2.17	3.05	1.41	9.2
2	30	0.72	1.26	1.86	10.3	
	60	0.92	1.61	1.78	10.2	

Il rapporto di smorzamento ξ_{eq} è prossimo a quello dei terreni di fondazione ξ : ciò è dovuto al valore assunto dal periodo proprio del sistema T_{eq} che è, in tutti i casi, maggiore o comunque prossimo al periodo fondamentale della colonna di terreno

calcolato a valle dell'analisi di risposta sismica locale ($T_0 = 1.35$ s, Figura 3.11); in tali condizioni, lo smorzamento per radiazione è minimo e, conseguentemente, il rapporto di smorzamento ξ_{eq} è prossimo al rapporto di smorzamento isteretico del terreno ξ (Wolf, 1985; Gerolymos e Gazetas, 2006 a).

Il sistema delle forze $N_{testa\ pozzo}$, Q_s e M_s calcolate come sopra specificato e agenti all'estradosso della fondazione in condizioni pseudostatiche è riportato nella Tabella 3.10 per pozzi di diametro $D = 8$ m e nella Tabella 3.11 per pozzi di diametro $D = 12$ m.

Tabella 3.10. Sistema di forze agenti all'estradosso dei pozzi con $D = 8$ m in condizioni pseudostatiche

D (m)	H/D	h_s (m)	$N_{testa\ pozzo}$ (MN)	Q_s (MN)	M_s (MN·m)
8	0.5	30	14.5	2.3	67.9
		60		3.0	89.3
	1	30	16.8	1.6	96.0
		60		9.4	141.6
	2	30	21.9	6.1	184.1
		60		3.8	225.6

Tabella 3.11. Sistema di forze agenti all'estradosso dei pozzi con $D = 12$ m in condizioni pseudostatiche

D (m)	H/D	h_s (m)	$N_{testa\ pozzo}$ (MN)	Q_s (MN)	M_s (MN·m)
12	0.5	15	34.9	10.9	163.2
		30		6.7	199.6
		60		3.7	223.8
	1	15	42.1	16.2	242.8
		30		10.7	322.1
		60		6.4	383.7
	2	30	57.8	23.7	710.5
		60		14.0	841.4

Poiché le azioni pseudostatiche Q_s e M_s sono state ricavate dalla condizione $F_{se} = 0.7 < 1$, le coppie (Q_s, M_s) si dispongono al di sopra del dominio di rottura del generico pozzo. Ad esempio, per un pozzo di dimensioni $D = H = 12$ m la Figura 3.13 mostra il dominio di rottura nel piano $Q_s/Q_{s,u} - M_s/M_{s,u}$, in cui $Q_{s,u}$ ($M_{s,u}$) è il valore della forza orizzontale (momento flettente) all'estradosso del pozzo per cui si raggiungono le condizioni limite $F_{se} = 1$, per $M_s = 0$ ($Q_s = 0$). I tre punti (Q_s, M_s) , relativi alle tre pile con $h_s = 15, 30$ e 60 m, si dispongono al di sopra del dominio di rottura, individuando una nuova superficie parallela a quella limite. I punti si dispongono, invece, all'interno del dominio di rottura se le azioni pseudostatiche Q_s e M_s vengono calcolate dallo spettro elastico di progetto, calcolato per un valore del fattore di struttura $q = 1.5$: a tali azioni corrispondono coefficienti di sicurezza $F_{se} = 2.3$ per $h_s = 15$ m e $F_{se} = 2.4$ per $h_s = 30$ e 60 m. Nel seguito verrà mostrato che ad un valore di $F_{se} = 0.7$, valutato

utilizzando lo spettro elastico di risposta di normativa con fattore di struttura $q = 1$ (Figura 3.5), corrispondono prestazioni sismiche soddisfacenti.

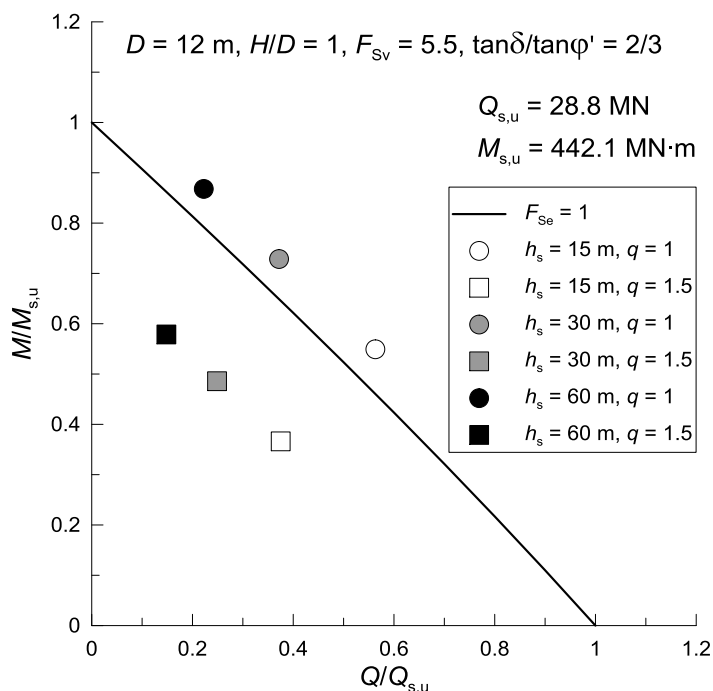


Figura 3.13. Dominio di rottura adimensionale del pozzo di dimensioni $D = H = 12 \text{ m}$ e punti rappresentativi delle forze statiche equivalenti da spettro di normativa elastico (fattore di struttura $q = 1$) e di progetto ($q = 1.5$) per pile di altezza $h_s = 15, 30$ e 60 m

3.2.4 Tipologie di impalcati e di pile considerate nello studio

Le masse degli impalcati m_{imp} riportate nella Tabella 3.8 per $D = 8 \text{ m}$ e nella Tabella 3.9 per $D = 12 \text{ m}$ sono rappresentative di un'ampia gamma di tipologie di ponte o viadotto tra quelle più diffuse in Italia e nel mondo per ponti a travata stradali e ferroviari, in struttura mista o in calcestruzzo armato precompresso, con luci comprese tra i 40 e i 110 m. In particolare, il valore minimo $m_{imp, \min} = 698.6 \text{ Mg}$ è rappresentativo di un impalcato stradale in struttura mista, per il quale si può assumere una massa per unità di superficie $q = 1.5 \text{ Mg/m}^2$ ed una larghezza dell'impalcato pari a 12 m; si ottiene così una luce pari a

$$luce_{\min} = \frac{m_{imp, \min}}{q \cdot largh} = \frac{698.6}{1.5 \cdot 12} = 38.8 \text{ m} \approx 40 \text{ m} \quad (3.36)$$

Analogamente, il valore massimo $m_{imp, \max} = 4986.9 \text{ Mg}$ è rappresentativo di un impalcato ferroviario in calcestruzzo armato precompresso, per il quale si può assumere

una massa per unità di superficie $q = 3 \text{ Mg/m}^2$ ed una larghezza dell'impalcato pari a 15 m; si ottiene così una luce pari a

$$luce_{\max} = \frac{m_{\text{imp,max}}}{q \cdot largh} = \frac{4986.9}{3 \cdot 15} = 110.8\text{m} \approx 110\text{m} \quad (3.37)$$

Trattandosi, quindi, di ponti o viadotti di grande luce, appare lecita l'ipotesi iniziale di schematizzare la pila come un oscillatore ad un grado di libertà, trascurando la rigidità torsionale dell'impalcato (Mylonakis *et al.*, 1997).

A valle di queste considerazioni, alcuni casi sono stati esclusi dallo studio, come ad esempio le combinazioni $D = 8 \text{ m}$, $H = 4 \text{ m}$, $h_s = 60 \text{ m}$ e $D = 12 \text{ m}$, $H = 24 \text{ m}$, $h_s = 15 \text{ m}$, in quanto caratterizzati da valori di rapporti $luce/h_s$ ritenuti eccessivamente elevati (> 6) o ridotti (< 1).

Le pile così ottenute, riportate nella Tabella 3.8 e nella Tabella 3.9, rispettano, inoltre, la condizione sulla snellezza $\lambda < \lambda_{\text{lim}}$ riportata dalle NTC-08 (Ministero delle Infrastrutture, 2008; § 4.1.2.1.7.2), secondo la quale è possibile trascurare gli effetti del secondo ordine nello studio del comportamento della pila stessa.

Nel caso $D = 12 \text{ m}$, $H = 24 \text{ m}$, $h_s = 60 \text{ m}$, le dimensioni $L = B = 12 \text{ m}$ della sezione trasversale della pila non sono realistiche, in quanto $L = D$; in questa sede, tuttavia, è d'interesse conoscere esclusivamente i valori di massa e rigidità flessionale della pila che, nel caso in questione, possono essere ritenuti rappresentativi delle pile con sezione variabile lungo il fusto, nelle quali le sezioni prossime all'incastro della pila prevedono spessori maggiorati.

3.3 Confronto con analisi agli elementi finiti

Il grado di mobilitazione della resistenza al taglio dei terreni di fondazione MF è stato ottenuto anche mediante analisi numeriche svolte in condizioni tridimensionali con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il codice di calcolo *PLAXIS 3D Foundation*. In questo modo si è effettuato un confronto con i risultati ottenuti con la soluzione classica di Terzaghi discussi nel paragrafo precedente. Le analisi numeriche hanno inoltre permesso di valutare le isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio e dell'invariante della deformazione deviatorica.

In queste analisi, il comportamento meccanico del terreno è stato descritto mediante il modello costitutivo *Hardening Soil with Small Strain - Stiffness* (Benz, 2006), nel quale il terreno è assimilato ad un mezzo elasto-plastico con incrudimento isotropo e criterio di resistenza di Mohr - Coulomb.

3.3.1 Modello Hardening Soil with Small Strain Stiffness

Il comportamento non lineare dei terreni di fondazione è stato descritto mediante il modello costitutivo *Hardening - Soil with Small - Strain Stiffness* (*HS small* di seguito), che assimila il terreno ad un mezzo elasto-plastico con incrudimento isotropo e criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Tale modello costituisce un'estensione di quello inizialmente proposto da Schanz *et al.* (1999), *Hardening - Soil*.

Nel modello, il comportamento elastico ai bassi livelli di deformazione dipende dallo stato tensionale efficace attraverso la relazione:

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cot \varphi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (3.38)$$

dove σ'_3 è la tensione principale efficace minima, c' è la coesione efficace, φ' è l'angolo di resistenza al taglio e $p^{\text{ref}} = 100$ kPa è una pressione di riferimento, mentre G_0^{ref} e m sono parametri del modello: tali parametri sono stati ricavati mediante una regressione ai minimi quadrati condotta sul profilo per G_0 (Figura 3.2). La Figura 3.14 mostra il confronto tra il profilo di G_0 così ottenuto ed utilizzato nelle analisi *FEM* e quello fornito dalle relazioni empiriche utilizzate (§ 3.1.1). I valori assunti dai diversi parametri sono riassunti nelle Tabella 3.1 e nella Tabella 3.12. La tensione efficace minima σ'_3 è stata calcolata utilizzando il profilo continuo di k_0 mostrato nella Figura 3.2.

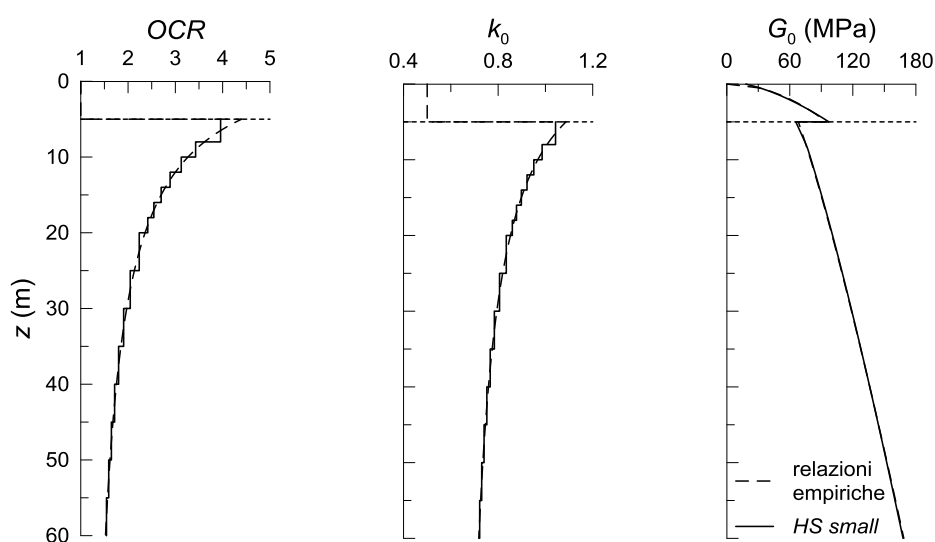


Figura 3.14. Profili del grado di sovraconsolidazione OCR , del coefficiente di spinta in quiete k_0 e del modulo di taglio iniziale G_0 inseriti nel modello numerico

Tabella 3.12. Comportamento elastico dei terreni nel modello *HS small*

Terreno	G_0^{ref} (MPa)	m	$\gamma_{0.7}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (MPa)	ν_{ur}
Sabbia	145.7	0.61	2.40e-4	174.9	0.2
Argilla	65.7	0.75	4.52e-4	58.2	0.2

La definizione del comportamento in campo elastico è completata da due parametri: un valore di soglia della deformazione di taglio, $\gamma_{0.7}$, corrispondente ad un modulo di taglio $G \approx 0.7 \cdot G_0$ (Figura 3.15), e un valore di riferimento del modulo secante in un ciclo di scarico-ricarico, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, definito alla pressione di riferimento $p^{\text{ref}} = 100$ kPa (Figura 3.18). Il modulo secante di scarico-ricarico, E'_{ur} , è fornito da una relazione analoga a quella utilizzata per G_0 (eq. (3.38)), in funzione di $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$. I valori di $\gamma_{0.7}$ e $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ utilizzati nelle analisi sono riportati nella Tabella 3.12 e discussi in maggiore dettaglio nel capitolo successivo.

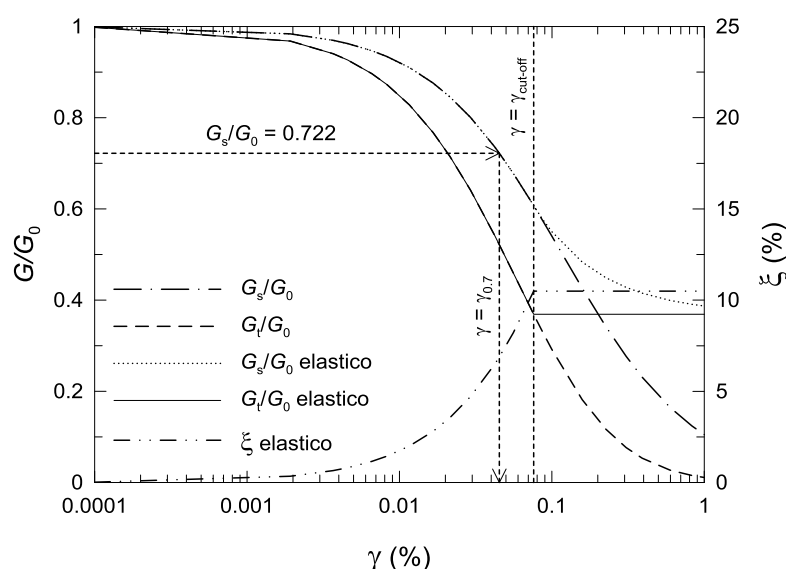


Figura 3.15. Definizione delle curve di decadimento del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento isteretico ξ in funzione della deformazione di taglio γ nel modello *HS small*

Nel modello *HS small*, il comportamento elasto-plastico incrudente è descritto mediante due superfici di snervamento: una superficie deviatorica f_s e una superficie volumetrica f_v , caratterizzate da incrudimento isotropo indipendente, funzione rispettivamente delle deformazioni deviatoriche plastiche $\gamma^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p$ (con $\varepsilon_1^p =$ componente plastica della deformazione principale massima) e delle deformazioni volumetriche plastiche ε_v^p . La legge di incrudimento deviatorica è descritta dal parametro E'_{50} , mentre quella di incrudimento volumetrico è controllata dal parametro E'_{oed} . Entrambi i parametri sono forniti da relazioni analoghe all'equazione (3.38) ma, al contrario di G_0 (o E'_{ur}), essi non

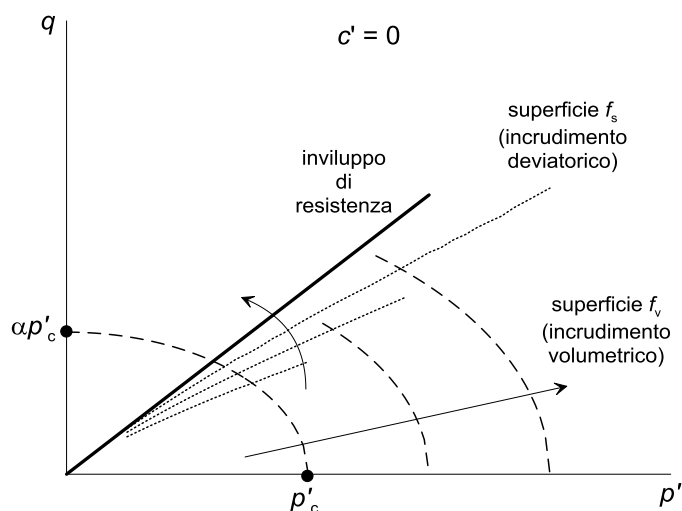


Figura 3.16. Evoluzione delle superfici di plasticizzazione nel modello *HS small* (modificata da Brinkgreve *et al.*, 2013)

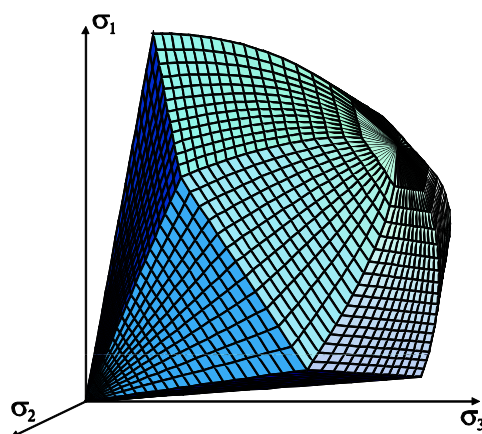


Figura 3.17. Superficie di plasticizzazione del modello *HS small* con criterio di resistenza di Mohr - Coulomb nello spazio delle tensioni principali (modificata da Benz., 2006)

sono utilizzati nell'ambito della teoria dell'elasticità. La Figura 3.16 mostra la forma delle due superfici di plasticizzazione e ne indica schematicamente l'evoluzione, mentre la Figura 3.17 mostra la superficie di plasticizzazione nello spazio delle tensioni principali. La Tabella 3.13 riassume i valori assunti per i parametri E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} .

Tabella 3.13. Comportamento elasto-plastico dei terreni nel modello *HS small*

Terreno	$E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref}$	$E_{50}^{ref}/E_{oed}^{ref}$	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	R_f
Sabbia	3.0	1.0	58.3	58.3	0.9
Argilla	3.0	1.0	19.4	19.4	0.9

La legge di flusso adottata per la superficie f_v è di tipo associato; al contrario, la legge di flusso adoperata per la superficie f_s è non associata e deriva dalla teoria della *stress dilatancy* proposta da Rowe (1962). L'angolo di dilatanza mobilitato ψ_m dipende dallo stato tensionale corrente attraverso l'angolo di attrito mobilitato ϕ'_m e dall'angolo di attrito a volume costante ϕ'_{cv} :

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi'_m - \sin \phi'_{cv}}{1 - \sin \phi'_m \cdot \sin \phi'_{cv}} \quad (3.39)$$

L'angolo di attrito a volume costante ϕ'_{cv} può a sua volta essere ricavato a partire dall'angolo di attrito di picco ϕ' e dall'angolo di dilatanza a rottura ψ :

$$\sin \phi'_{cv} = \frac{\sin \phi' - \sin \psi}{1 - \sin \phi' \cdot \sin \psi} \quad (3.40)$$

Nelle analisi si è assunto che l'angolo di dilatanza a rottura sia nullo, $\psi = 0$, il che implica $\sin \phi'_{cv} = \sin \phi'$.

Per un processo di carico a partire da stati tensionali sferici e da condizioni di normale consolidazione, il modello prevede un legame tensioni-deformazioni di tipo iperbolico con sviluppo di deformazioni plastiche sin dall'inizio del percorso di carico e modulo tangente all'origine pari a $E_0 = 2(1+\nu_{ur}) \cdot G_0$ (Figura 3.18). Pertanto, nella scelta dei parametri i valori di E_0 sono legati a quelli del modulo di taglio a bassi livelli di deformazione G_0 . Il deviatore a rottura q_f previsto dal modello è pari a $q_f = q_a \cdot R_f$, in cui q_a è il valore di deviatore al quale si tenderebbe asintoticamente e R_f è un parametro del modello (Tabella 3.13).

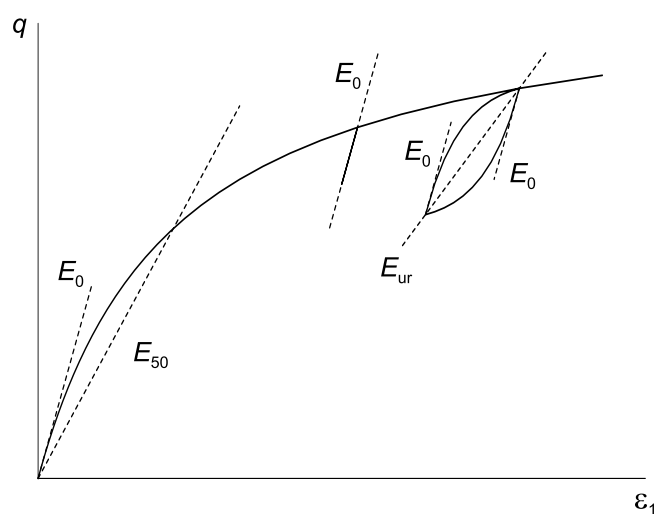


Figura 3.18. Legame tensione - deformazione di tipo iperbolico implementato nel modello *HS small* (modificata da Brinkgreve *et al.*, 2013)

In condizioni cicliche il comportamento viene descritto attraverso una generalizzazione delle regole empiriche di Masing (1926), calibrate su prove di taglio cicliche, a stati di deformazione bi o tri-dimensionali. Ne deriva un comportamento isteretico che produce una dissipazione di energia proporzionale alla massime deformazioni cicliche (Figura 3.19). Per descrivere il comportamento isteretico bisogna definire il modulo di taglio a piccole deformazioni e una curva portante che riproduce il decadimento del modulo con il livello di deformazione.

In particolare, le curve di decadimento dei moduli di taglio secante G_s e tangente G_t con la deformazione di taglio γ sono (Santos e Correia, 2001) (Figura 3.15):

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a|\gamma/\gamma_{0.7}|} \quad (3.41)$$

$$G_t = \frac{G_0}{(1 + a|\gamma/\gamma_{0.7}|)^2} \geq G_{ur} \quad (3.42)$$

in cui $a = 0.385$ è un parametro adimensionale e $G_{ur} = E'_{ur}/2(1+\nu_{ur})$ è il modulo di taglio secante in un ciclo di scarico - ricarico, funzione del coefficiente di Poisson ν_{ur} riportato nella Tabella 3.12.

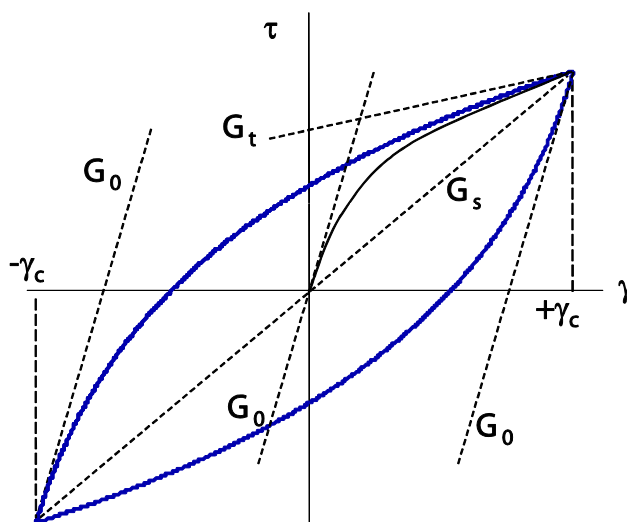


Figura 3.19. Ciclo di isteresi ottenuto nel modello *HS small* mediante le regole di Masing (1926)
(modificata da Brinkgreve *et al.*, 2013)

In un processo di carico monotono, il modulo di taglio diminuisce all'aumentare del livello di deformazione; invertendo parzialmente o totalmente la direzione del carico, la rigidità recupera parzialmente o totalmente il valore iniziale G_0 . Il parametro che tiene conto di tale aspetto è lo scalare γ_{Hist} , scritto nella forma:

$$\gamma_{\text{Hist}} = \sqrt{3} \frac{\|[\mathbf{H}]\Delta\mathbf{e}\|}{\|\Delta\mathbf{e}\|} \quad (3.43)$$

in cui $\Delta\mathbf{e}$ è il vettore incremento di deformazione deviatorica lungo le direzioni principali e $[\mathbf{H}]$ è un tensore che tiene conto della precedente storia di deformazione. Per una totale inversione della direzione del carico si ha $[\mathbf{H}] = 0$ e $G_s = G_t = G_0$. Dal punto di vista geometrico, γ_{Hist} è la proiezione del tensore $[\mathbf{H}]$ lungo la direzione di carico, indicata da $\Delta\mathbf{e}$ (Amorosi *et al.*, 2016).

Lo smorzamento è valutato a partire dai cicli di isteresi così descritti ed è quindi una risposta del modello stesso (Brinkgreve *et al.*, 2007). Il rapporto di smorzamento isteretico ξ è definito dalla relazione:

$$\xi = \frac{E_D}{4\pi E_S} \quad (3.44)$$

in cui E_D è l'energia dissipata e E_S è la massima energia accumulata in un ciclo di scarico-ricarico caratterizzato da una deformazione di taglio ciclica γ_c :

$$E_D = \frac{4G_0\gamma_{0.7}}{0.385} \left[2\gamma_c - \frac{\gamma_c}{1 + \frac{\gamma_{0.7}}{0.385\gamma}} - \frac{2G_0\gamma_{0.7}}{0.385} \ln \left(1 + \frac{0.385}{\gamma_{0.7}} \right) \right] \quad (3.45)$$

$$E_S = 1/2 G_S \gamma_c^2 \quad (3.46)$$

Le equazioni (3.42), (3.44) e (3.45) sono valide esclusivamente in condizioni elastiche. Il modulo di taglio tangente G_t ed il rapporto di smorzamento isteretico ξ variano con la deformazione di taglio γ sino al raggiungimento di un valore di soglia, $\gamma_{\text{cut-off}}$, oltre il quale risultano costanti. Per $\gamma \geq \gamma_{\text{cut-off}}$ è $G_t = G_{\text{ur}}$ e $\xi = \xi(\gamma = \gamma_{\text{cut-off}})$ (Figura 3.15): ulteriori decadimenti del modulo di taglio ed incrementi del rapporto di smorzamento sono previsti dal modello quando si raggiungono le condizioni di plasticizzazione. La deformazione di *cut - off* è fornita dalla relazione:

$$\gamma_{\text{cut-off}} = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left(\sqrt{G_0/G_{\text{ur}}} - 1 \right) \quad (3.47)$$

Lo sviluppo di deformazioni plastiche sin dall'inizio di un processo di carico implica che in condizioni non drenate un incremento dello sforzo deviatorico q produca delle sovrappressioni interstiziali Δu . In condizioni cicliche, tuttavia, il modello prevede lo sviluppo di deformazioni plastiche, e quindi di sovrappressioni interstiziali, soltanto per cicli di ampiezza crescente, che producano un allargamento delle superfici di plasticizzazione f_s e f_v . Per cicli di ampiezza costante, o decrescente, la risposta del modello diviene elastica, con variazioni di Δu legate alla sola variazione di p' . Quanto sopra implica una sottostima delle sovrappressioni interstiziali in condizioni cicliche rispetto a quanto previsto da modelli costitutivi più avanzati.

Il modello *Hardening Soil – Small Strain* è in grado di descrivere in maniera soddisfacente alcuni aspetti fondamentali del comportamento meccanico dei terreni:

1. la non linearità del legame tensioni–deformazioni, rappresentato da una relazione di forma iperbolica tra il deviatore di tensione e la deformazione assiale, già a partire dalle piccolissime deformazioni;
2. la rigidezza, in un ciclo di scarico–ricarico, molto maggiore di quella che si ha in primo carico;
3. la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale corrente;
4. la dipendenza della rigidezza, lungo un percorso di compressione, dal grado di sovraconsolidazione OCR ;
5. lo sviluppo di deformazioni plastiche anche in condizioni di sovraconsolidazione, per percorsi tensionali deviatorici, grazie alla separazione delle due superfici di plasticizzazione f_s e f_v .

I punti da 1 a 4 rappresentano dei miglioramenti sostanziali rispetto al semplice modello elastico lineare–perfettamente plastico. I punti 2 e 4 differenziano il modello adoperato da modelli elastici non lineari (es.: Duncan e Chang, 1970). Il punto 5 costituisce un significativo miglioramento rispetto a modelli elasto-plastici con incrudimento isotropo governato dalle sole deformazioni volumetriche plastiche (es.: Cam Clay Modificato; Roscoe e Burland, 1968) che sovrastimano l'estensione del dominio elastico.

3.3.2 Modello numerico

Il modello agli elementi finiti utilizzato nelle analisi numeriche è riportato nella Figura 3.20, che mostra una vista tridimensionale del dominio di calcolo. L'azione statica equivalente Q_s , e in seguito l'*input* sismico, è stata applicata esclusivamente lungo la direzione x : ciò ha permesso di modellare, per simmetria, solamente metà del dominio. Il modello, di dimensioni $X = 150$ m, $Y = 75$ m e $Z = 60$ m, è sufficientemente esteso in

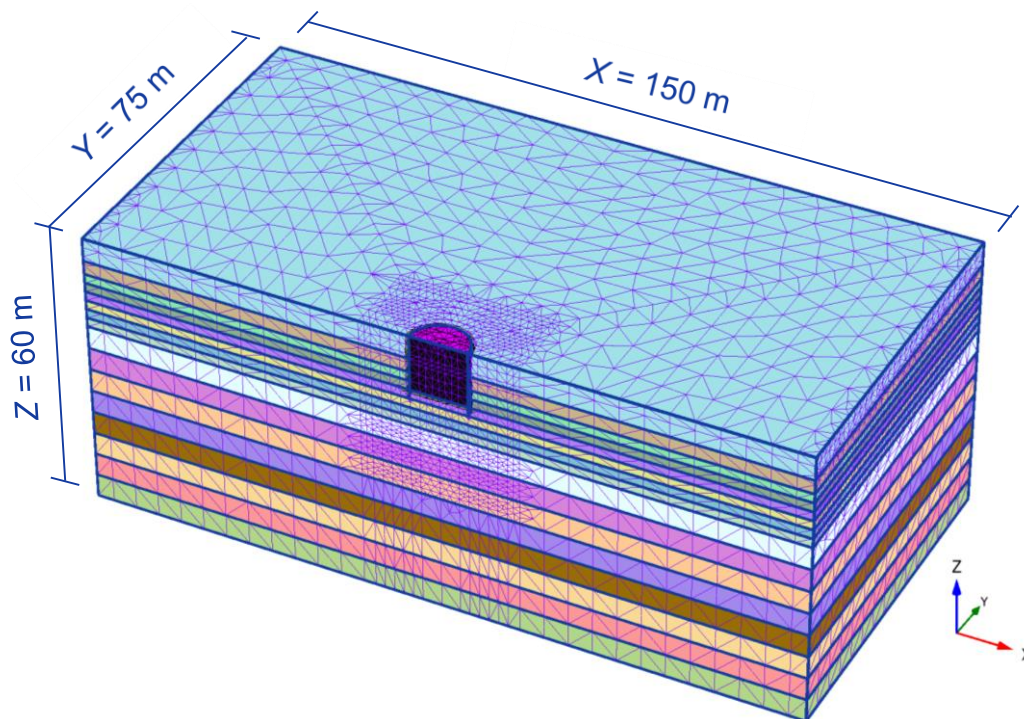


Figura 3.20. Vista tridimensionale del modello implementato in *PLAXIS 3D*

pianta e tale da garantire che la presenza dei contorni laterali non influenzi i risultati delle analisi. Infatti, poiché il diametro massimo dei pozzi considerati nello studio è $D_{\max} = 12$ m, si ha $(X/D_{\max}) = 12.5$ e $(Y/D_{\max}) = 6.25$: tali rapporti possono essere ritenuti accettabili alla luce di quanto riportato da Zafeirakos e Gerolymos (2013). Un controllo sulla sufficienza della distanza dei contorni verticali del modello dal pozzo è stato comunque effettuato nelle analisi pseudostatiche, verificando che i contorni laterali non alterassero le isolinee degli spostamenti o della resistenza mobilitata. Nelle analisi statiche, sui piani verticali del dominio sono impediti gli spostamenti normali al piano, mentre alla base del reticolo sono impedito tutte le componenti di spostamento. La discretizzazione è stata effettuata mediante 95484 elementi tetraedrici a 10 nodi e 4 punti di Gauss, con interpolazione del secondo ordine sugli spostamenti e del primo ordine sulle pressioni interstiziali. La Figura 3.21 mostra le viste in sezione e in pianta del dominio di calcolo, dove sono riportati anche i piani definiti per infittire opportunamente il reticolo degli elementi finiti in prossimità del pozzo. Il terreno di fondazione è stato discretizzato in strati di spessore variabile, pari a 2 m nei primi 20 m e a 5 m nei successivi 40 m. Unica eccezione a questa discretizzazione è tra i 2 e gli 8 m, in cui il terreno è discretizzato con strati di spessore pari a 3 m; ciò si è reso necessario poiché la superficie libera della falda si trova alla profondità di 5 m dal piano campagna, mentre i pozzi di fondazione considerati nello studio presentano altezze H sempre pari. I profili di k_0 e OCR assegnati sono costanti a tratti, come mostrato nella Figura 3.14.

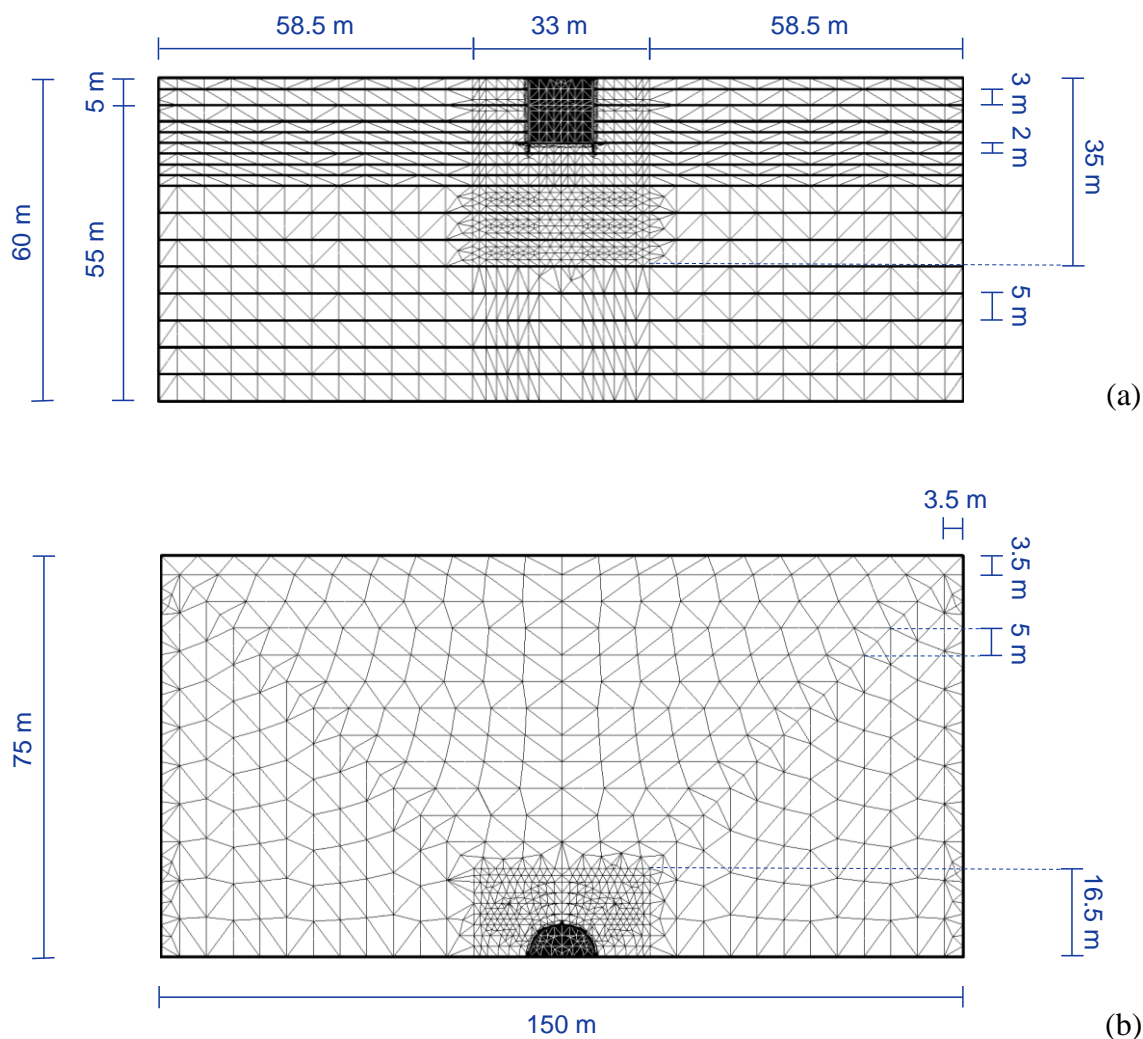


Figura 3.21. Vista in sezione (a) ed in pianta (b) del reticolo di calcolo implementato in *PLAXIS 3D*

I terreni di fondazione sono modellati tramite elementi *cluster*, il cui legame costitutivo è *HS small*. Il pozzo di fondazione è anch'esso modellato con elementi *cluster*, non porosi e caratterizzati da un legame costitutivo elastico lineare, i cui parametri meccanici sono riportati nel § 3.1.2. Al contatto pozzo - terreno sono stati inseriti elementi interfaccia, caratterizzati da un legame costitutivo elasto - plastico perfetto con criterio di resistenza alla Mohr - Coulomb, caratterizzato da coesione efficace $c'_{\text{int}} = 0.5 \text{ kPa}$ e angolo di attrito $\varphi'_{\text{int}} = \delta = \arctan[2/3 \tan \varphi']$. La coesione è stata introdotta al solo fine di rendere stabili le analisi numeriche. Il modulo di Young delle interfacce pozzo - terreno è stato posto pari al modulo di scarico - ricarica del terreno $E'_{\text{int}} = E_{\text{ur}}$, calcolato alla tensione efficace orizzontale agente alla profondità $z = H/2$. Gli elementi interfaccia sono stati estesi oltre il volume occupato dai pozzi di fondazione per consentire gli spostamenti relativi dei nodi alle estremità della fondazione stessa. I carichi agenti sul pozzo sono stati applicati in termini di pressioni orizzontali σ_x e

verticali σ_z su di un elemento piastra infinitamente rigido e privo di peso, inserito per ripartire uniformemente il carico.

Le fasi di calcolo delle analisi statiche sono di seguito elencate:

- definizione dello stato tensionale efficace iniziale con la procedura k_0 . Si definiscono le tensioni orizzontali efficaci e lo stato iniziale di tensione utilizzando i profili del coefficiente di spinta in quiete k_0 e del grado di sovraconsolidazione OCR definiti in ingresso (Figura 3.14): per lo strato di sabbia è stato assunto $OCR = 10$, al solo fine di allontanare la superficie di snervamento volumetrica f_v e quindi evitare plasticizzazioni durante percorsi di carico prevalentemente isotropi (Amorosi *et al.*, 2016);
- attivazione del pozzo in condizioni drenate (ipotesi di installazione ideale);
- applicazione, in condizioni drenate, del carico verticale corrispondente al peso della pila e dell'impalcato $N_{\text{testa pozzo}}$;
- analisi *c-φ reduction* in cui i parametri di resistenza dei terreni di fondazione vengono progressivamente ridotti di un fattore $\gamma_c' = \gamma_{\phi}' = \gamma_M$ sino al raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite.

3.3.3 Grado di mobilitazione della resistenza al taglio stimato nelle analisi numeriche

I risultati delle analisi numeriche appena descritte sono riportati nella Tabella 3.14.

Tabella 3.14. Coefficienti parziali $\gamma_{M, FEM}$ e gradi di mobilitazione della resistenza al taglio $MF_{, FEM}$ ottenuti dalle analisi numeriche agli elementi finiti

D (m)	H/D	H (m)	$\gamma_{M, FEM}$	$MF_{, FEM}$ (%)
8	0.5	4	3.07	32.6
	1	8	3.51	28.5
	2	16	4.28	23.4
12	0.5	6	3.12	32.0
	1	12	3.67	27.2
	2	24	4.52	22.1

Il grado di mobilitazione MF ottenuto è poco variabile, con un valore medio pari al 28 % e un coefficiente di variazione $cov = \sigma/MF_{\text{medio}} = 15.7$ % più elevato rispetto a quello determinato nelle analisi condotte utilizzando la soluzione di Terzaghi ($cov = 7$ %). Il confronto con i risultati ottenuti con la soluzione di Terzaghi è riportato nella Tabella 3.15.

Le analisi *FEM* forniscono valori più elevati del coefficiente parziale di sicurezza sui parametri geotecnici γ_M e quindi minori valori del grado di mobilitazione della resistenza al taglio. La differenza è da attribuire al contributo stabilizzante delle tensioni

tangenziali mobilitate lungo la superficie laterale del pozzo, che è portato in conto nelle analisi numeriche ed è invece ignorato nella soluzione classica. Congruentemente con tale ipotesi, il rapporto tra i coefficienti γ_M calcolati nelle analisi numeriche e quelli ottenuti dalla soluzione classica cresce all'aumentare del rapporto di snellezza del pozzo H/D , cioè all'aumentare del contributo stabilizzante della superficie laterale del pozzo.

Tabella 3.15. Confronto dei risultati ottenuti con la soluzione di Terzaghi e con analisi *FEM*

D (m)	H/D	H (m)	γ_M , Terzaghi	γ_M , FEM	MF , Terzaghi (%)	MF , FEM (%)	γ_M , FEM/ γ_M , Terzaghi
8	0.5	4	2.64	3.07	37.9	32.6	1.16
	1	8	2.79	3.51	35.9	28.5	1.26
	2	16	3.01	4.28	33.2	23.4	1.42
12	0.5	6	2.68	3.12	37.2	32.0	1.16
	1	12	2.92	3.67	34.2	27.2	1.26
	2	24	3.16	4.52	31.6	22.1	1.42

Per verificare questa ipotesi, sono state svolte ulteriori analisi *FEM* nelle quali è stato fatto variare il rapporto $\tan \delta / \tan \varphi'$ per il pozzo di dimensioni $D = H = 12$ m. Il rapporto γ_M , FEM/ γ_M , Terzaghi si riduce al diminuire del rapporto $\tan \delta / \tan \varphi'$, risultando pari a 1.31 per $\tan \delta / \tan \varphi' = 1$ e a 1.17 per $\tan \delta / \tan \varphi' = 0$ (Tabella 3.16). Per il caso $\tan \delta / \tan \varphi' = 0$ il rapporto tra i coefficienti parziali di sicurezza non è esattamente pari all'unità, contrariamente a quanto atteso: ciò è attribuibile alla discretizzazione ad elementi finiti del modello di calcolo che, agli spigoli della base del pozzo, non consente di descrivere in maniera esatta le brusche variazioni di direzione dei vettori velocità previste dai teoremi della plasticità perfetta, dai quali deriva la soluzione di Terzaghi (Potts e Zdravkovic, 1999; Amorosi *et al.*, 2015).

Tabella 3.16. Confronto dei risultati ottenuti con la soluzione di Terzaghi e con analisi *FEM* per il pozzo $D = H = 12$ m al variare del rapporto $\tan \delta / \tan \varphi'$

$\tan \delta / \tan \varphi'$	γ_M , Terzaghi	γ_M , FEM	MF , FEM (%)
0		3.42	1.17
2/3	2.92	3.67	1.26
1		3.82	1.31

Lo stato tensio - deformativo dei terreni di fondazione a seguito dell'applicazione del carico verticale $N_{\text{testa pozzo}}$ è rappresentato nella Figura 3.22, Figura 3.23, Figura 3.24, Figura 3.25, Figura 3.26 e Figura 3.27, in termini di isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio e della deformazione deviatorica ϵ_s . Il grado di mobilitazione della resistenza al taglio (*relative shear stress*) è definito come:

$$\tau_{rel} = \frac{\tau_{mob}}{\tau_{max}} \quad (3.48)$$

in cui τ_{mob} è il massimo valore della tensione di taglio (raggio del cerchio di Mohr rappresentativo dello stato tensionale corrente) e τ_{max} è il massimo valore della tensione di taglio che si ottiene espandendo il cerchio di Mohr, mantenendone fisso il centro, fino alla condizione di tangenza con l'involuppo di rottura. La deformazione deviatorica è invece fornita dalla relazione:

$$\varepsilon_s = \sqrt{\frac{2}{3} \left[\left(\varepsilon_{xx} - \frac{\varepsilon_v}{3} \right)^2 + \left(\varepsilon_{yy} - \frac{\varepsilon_v}{3} \right)^2 + \left(\varepsilon_{zz} - \frac{\varepsilon_v}{3} \right)^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2) \right]} \quad (3.49)$$

in cui ε_{ii} e γ_{ij} , con $i \neq j$ e $i, j = x, y, z$ sono le componenti del tensore della deformazione e $\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$ è la deformazione volumetrica.

Le isolinee del grado di mobilitazione τ_{rel} mostrano che le condizioni raggiunte a seguito dell'applicazione di $N_{testa\ pozzo}$ sono simili per i vari pozzi, con valori massimi di τ_{rel} attinti per i pozzi con $H/D = 0.5$, che trasferiscono i carichi a terreni più superficiali, meno resistenti; si osserva, inoltre, una concentrazione degli sforzi di taglio ai bordi della base, come atteso per fondazioni molto rigide. Anche le isolinee della deformazione deviatorica ε_s mostrano stati di deformazione simili, con valori ε_s compresi tra 0.2 - 0.3 %.

Le isolinee di τ_{rel} e ε_s sono state ottenute anche applicando i carichi pseudostatici Q_s e M_s riportati nella Tabella 3.10 e nella Tabella 3.11. La fase di calcolo in cui questi carichi sono applicati segue quella di applicazione del carico verticale $N_{testa\ pozzo}$. L'applicazione di Q_s e M_s è effettuata in condizioni non drenate per riprodurre il comportamento del sistema nelle condizioni sismiche; la forza Q_s è applicata nella direzione x , il momento M_s attorno all'asse y . Nella Figura 3.28 sono mostrate le isolinee di τ_{rel} e ε_s ottenute per il caso di pozzo di fondazione di dimensioni $D = H = 12$ m e soggetto ai valori Q_s e M_s associati alla pila di altezza $h_s = 30$ m. In condizioni pseudostatiche la resistenza al taglio è interamente mobilitata ($\tau_{rel} = 1$) lungo la superficie laterale e alla base del pozzo e che le deformazioni deviatoriche ε_s raggiungono valori massimi pari al 10 %. Quest'analisi non è giunta a convergenza, perchè il sistema pozzo - terreno raggiunge le condizioni di collasso, come mostrano le curve di *pushover* riportate nella Figura 3.29. Il *plateau* individuato dalle curve forze (momenti) - spostamento orizzontale (rotazione) indica che in condizioni non drenate si raggiunge il collasso del sistema per valori delle azioni pari al 70 % di quelle (Q_s e M_s) valutate in condizioni drenate imponendo la condizione $F_{Se} = 0.7$. Il meccanismo di rottura indicato dalle isolinee di deformazione è coerente con quanto indicato in letteratura ("*scoop - slide*", Zafeirakos e Gerolymos, 2016). Nella Figura 3.30 sono

mostrati, infine, i profili delle tensioni orizzontali normali al pozzo (σ_n) ottenuti nella sezione trasversale all'asse del viadotto. Lungo le superfici laterali del pozzo le tensioni orizzontali normali σ_n sono maggiori di quelle iniziali e tendono alle condizioni limite passive nel tratto in cui il pozzo si avvicina al terreno; sono invece minori di quelle iniziali e tendono alle condizioni limite attive nel tratto in cui il pozzo si allontana dal terreno. Alla base del pozzo le tensioni di contatto seguono un andamento all'incirca trapezoidale, che ricorda quello previsto dal metodo del trapezio delle tensioni in cui degenera il metodo di Winkler nel caso di fondazione infinitamente rigida.

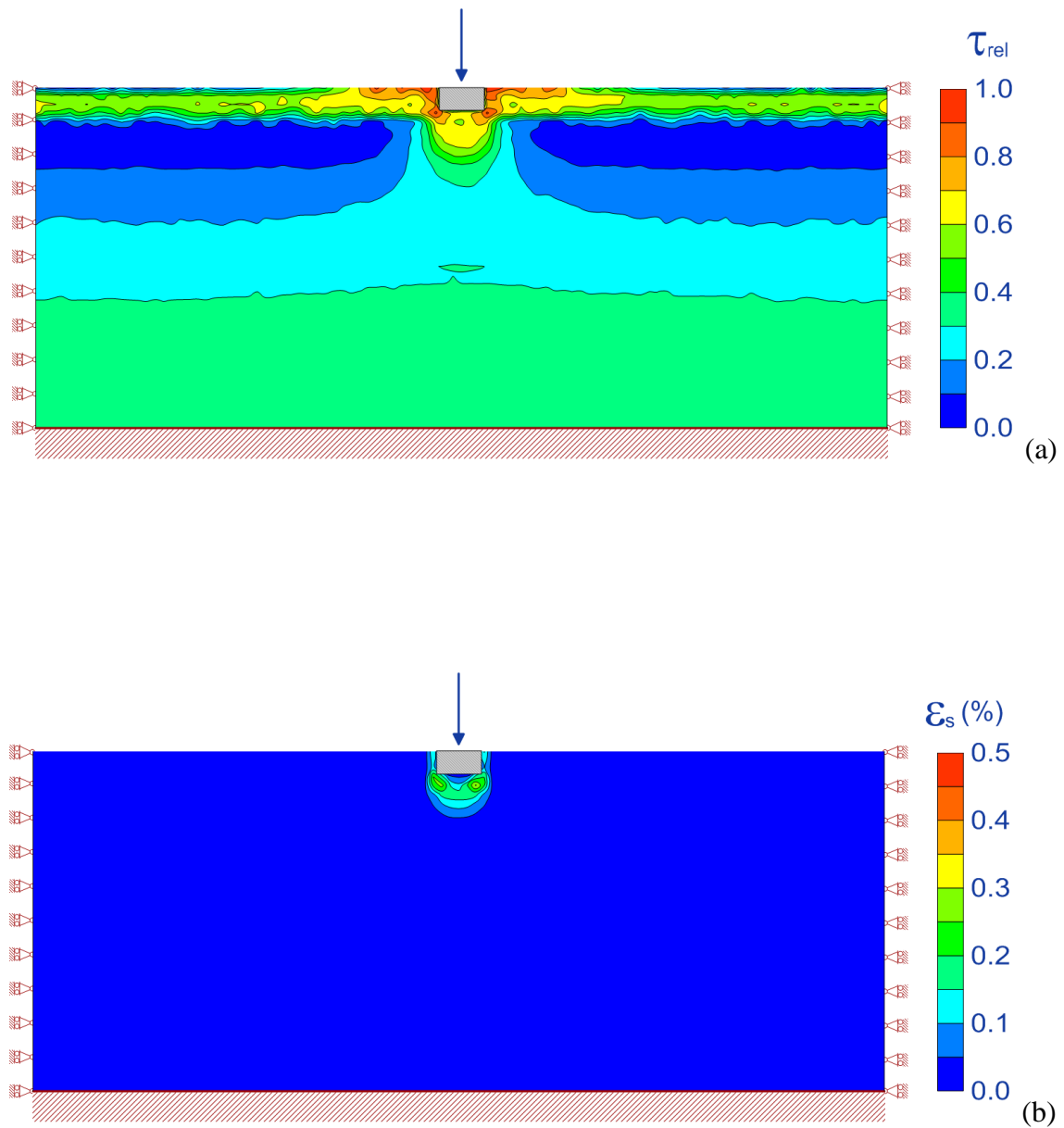


Figura 3.22. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) per il pozzo con $D = 8$ m e $H = 4$ m

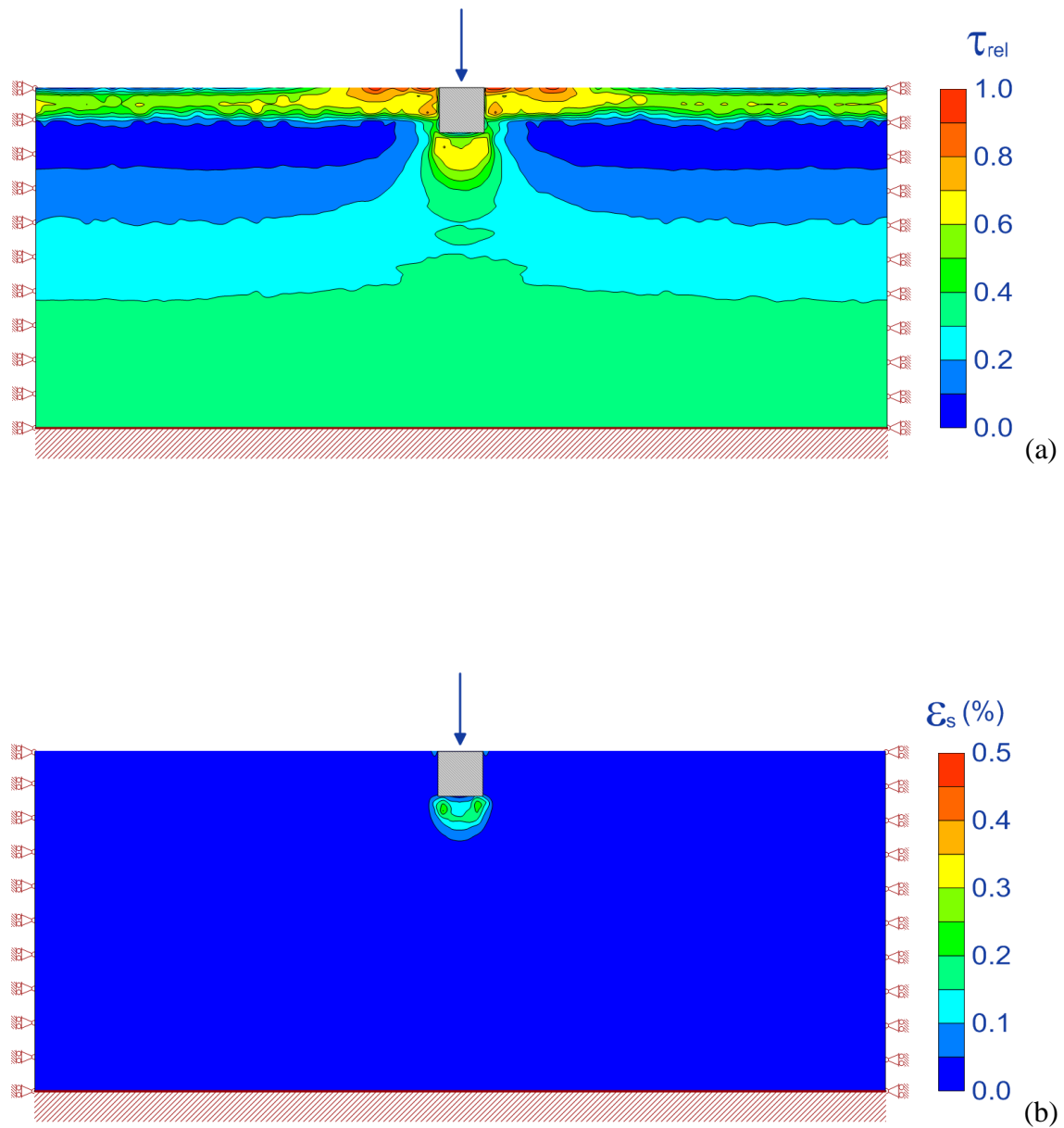


Figura 3.23. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) per il pozzo con $D = 8$ m e $H = 8$ m

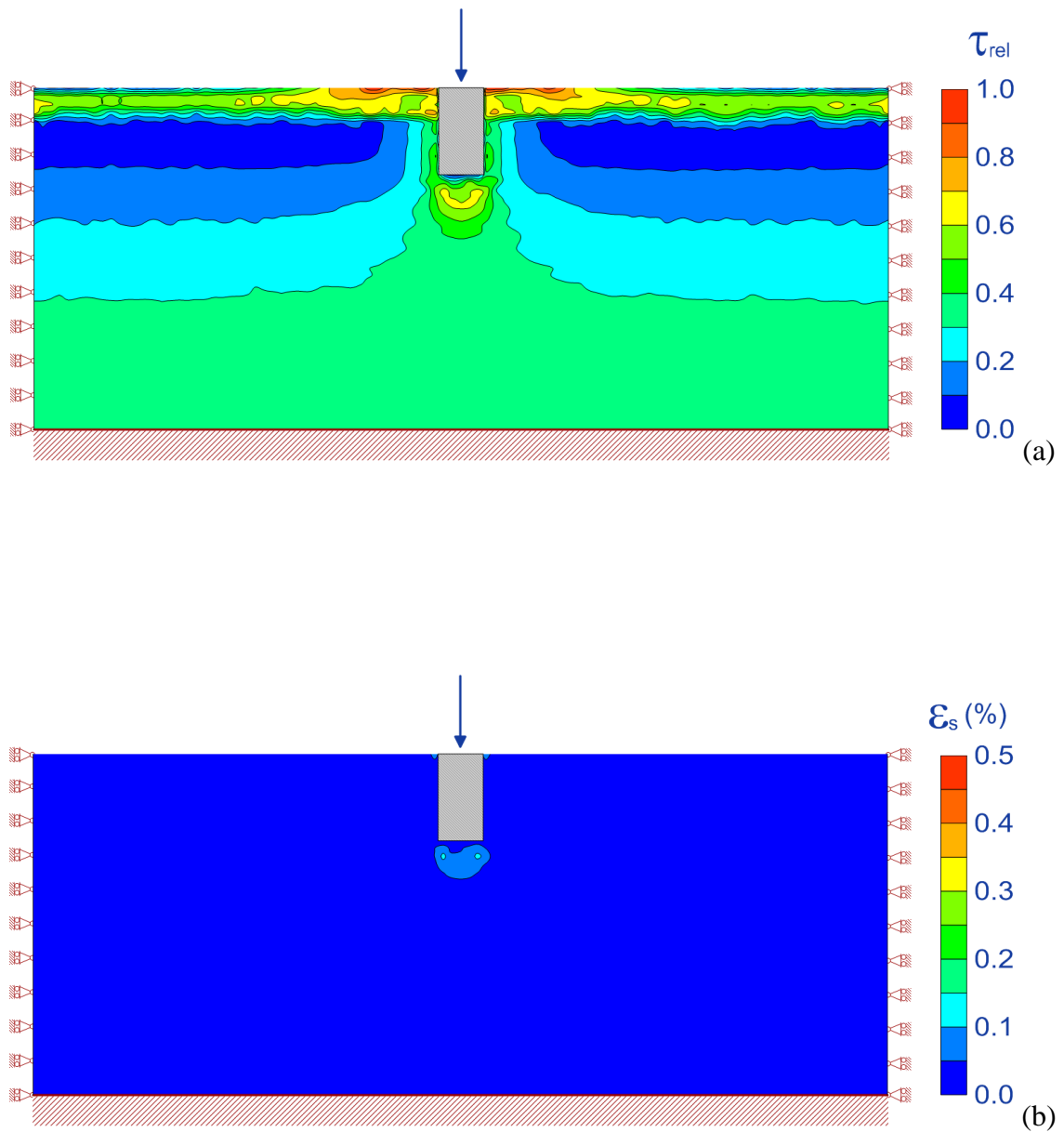


Figura 3.24. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) per il pozzo con $D = 8$ m e $H = 16$ m

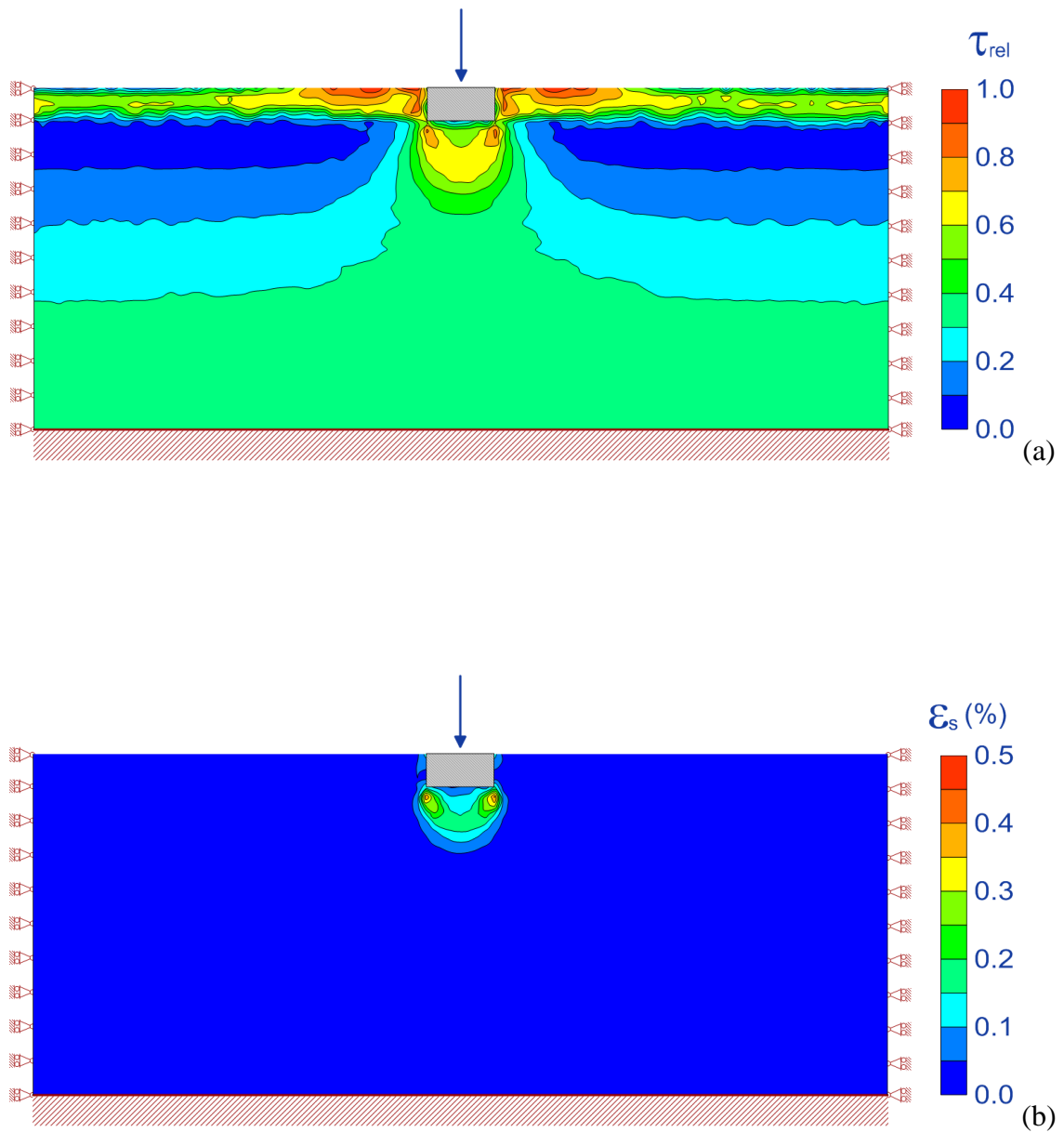


Figura 3.25. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) per il pozzo con $D = 12$ m e $H = 6$ m

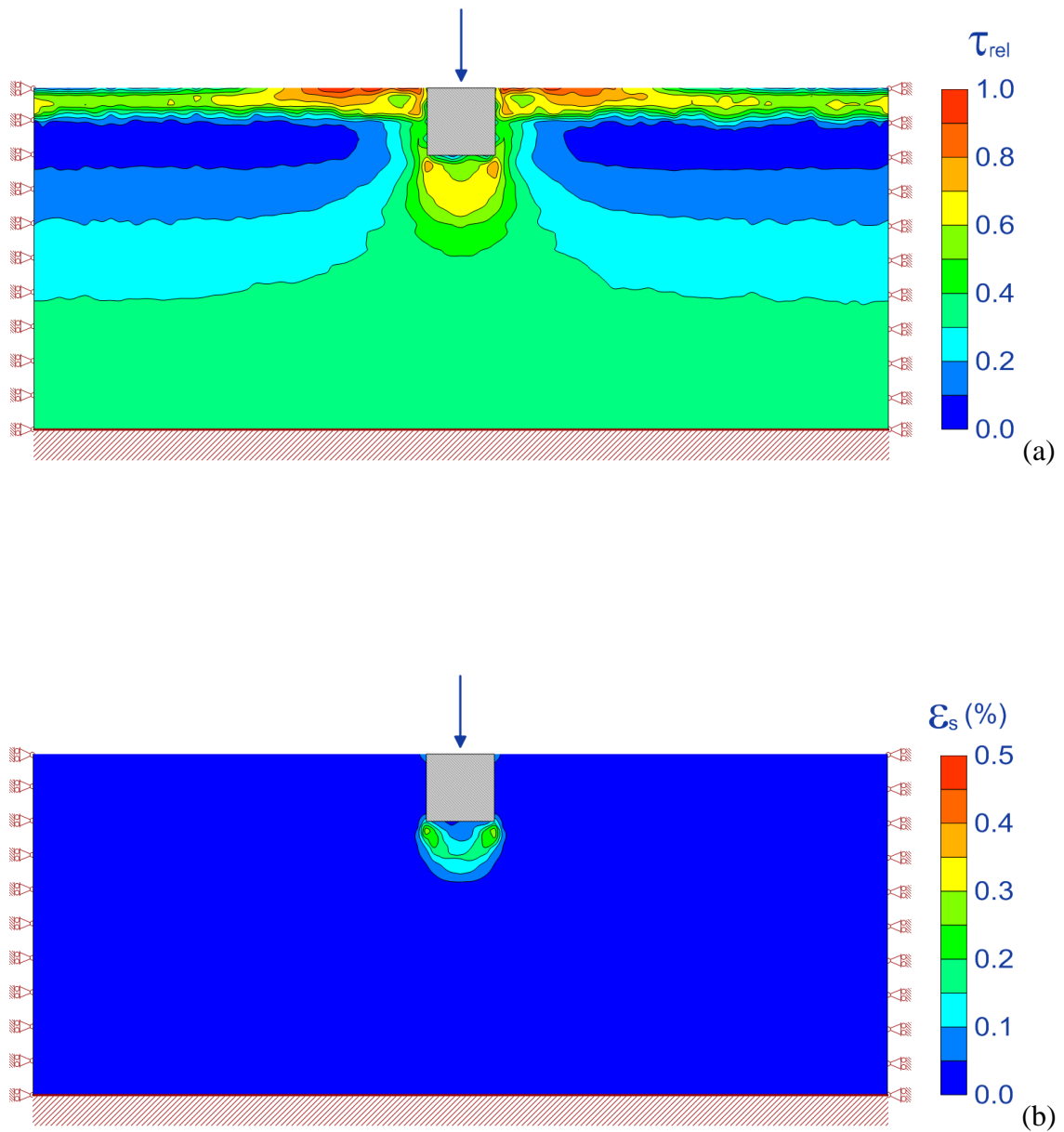


Figura 3.26. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) per il pozzo con $D = 12$ m e $H = 12$ m

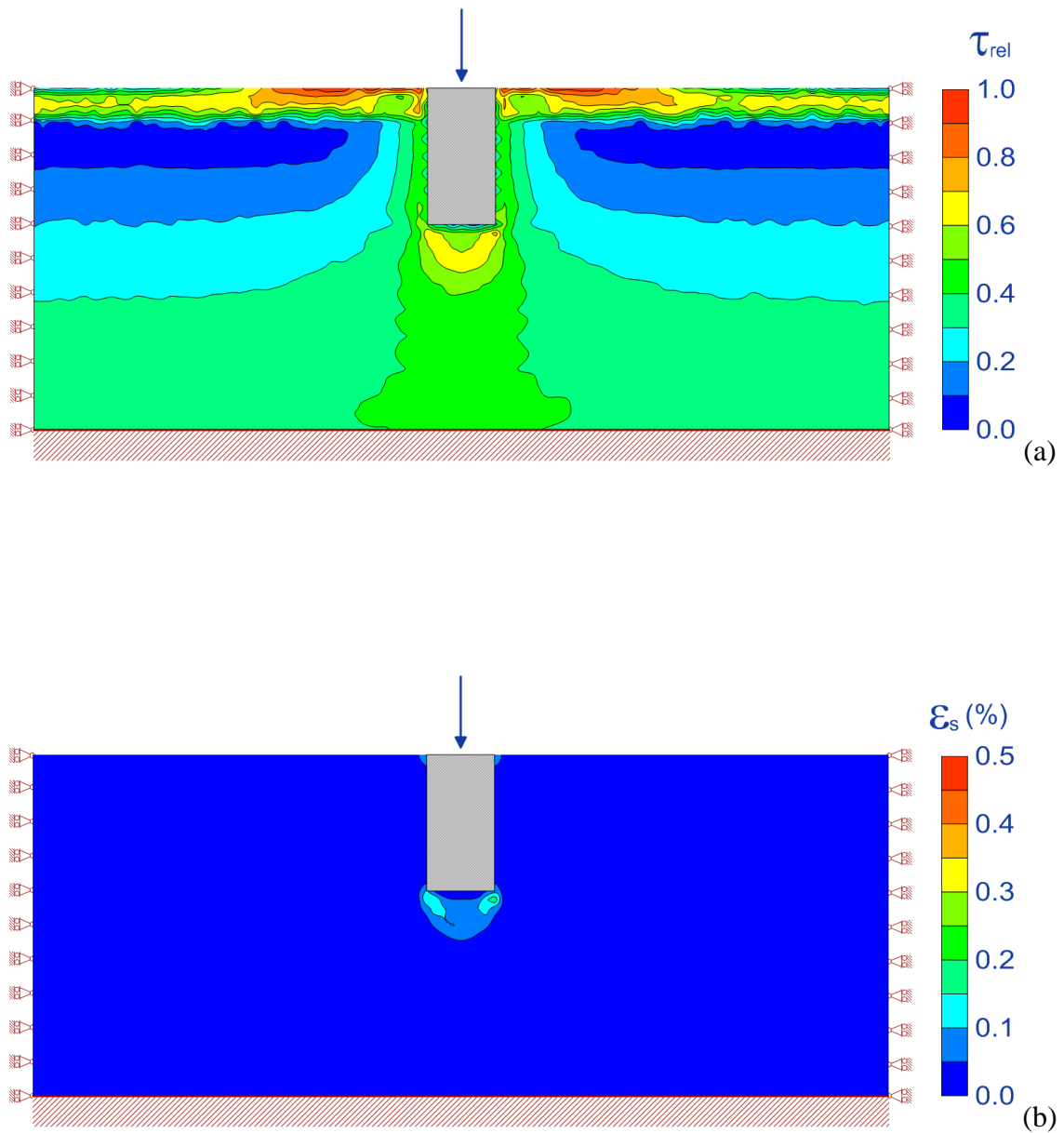


Figura 3.27. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) per il pozzo con $D = 12$ m e $H = 24$ m

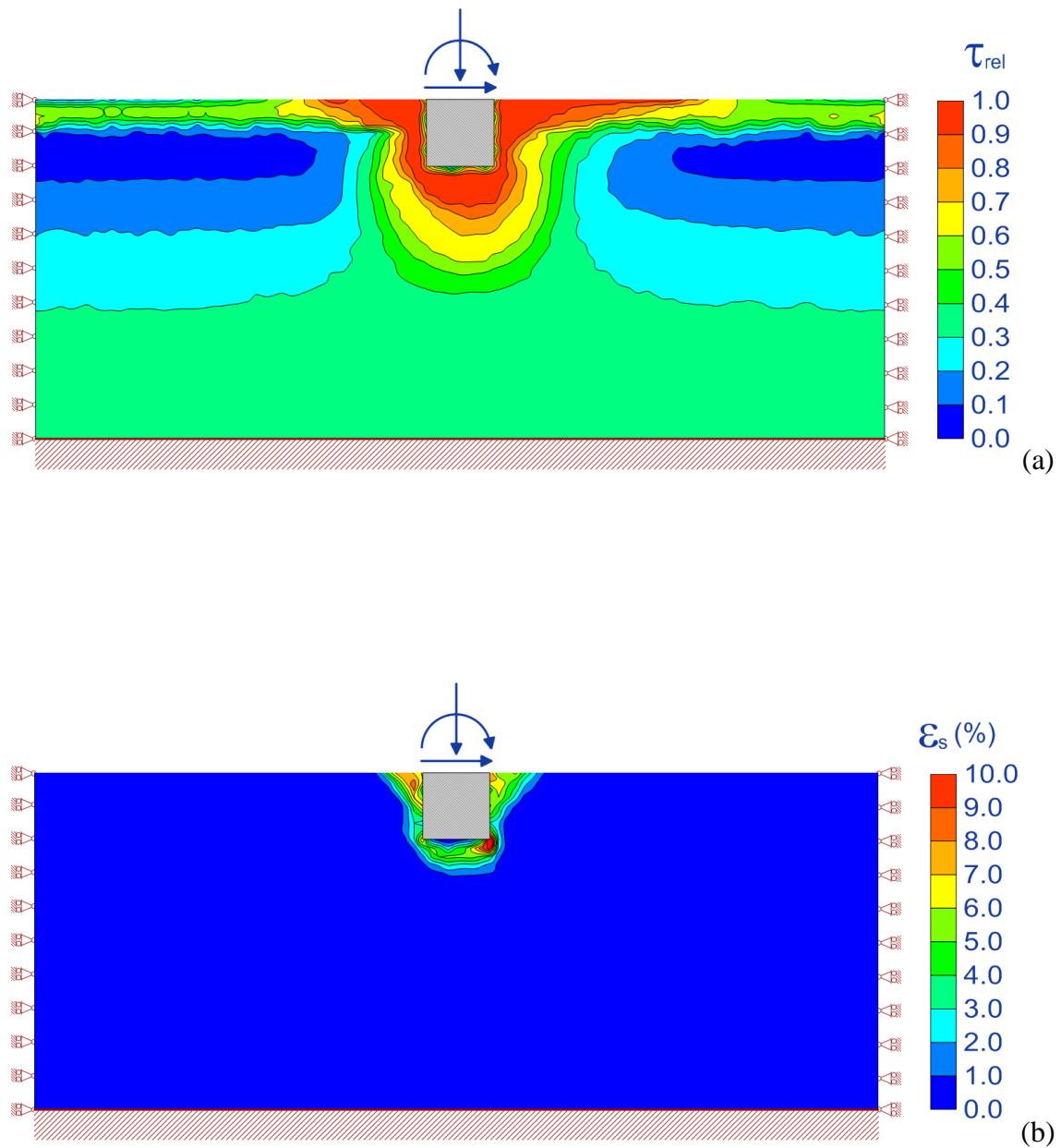


Figura 3.28. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) ottenute con le analisi pseudostatiche svolte in condizioni non drenate per il pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H = 12$ m, sollecitato dalle azioni statiche equivalenti Q_s e M_s derivanti dalla pila di altezza $h_s = 30$ m

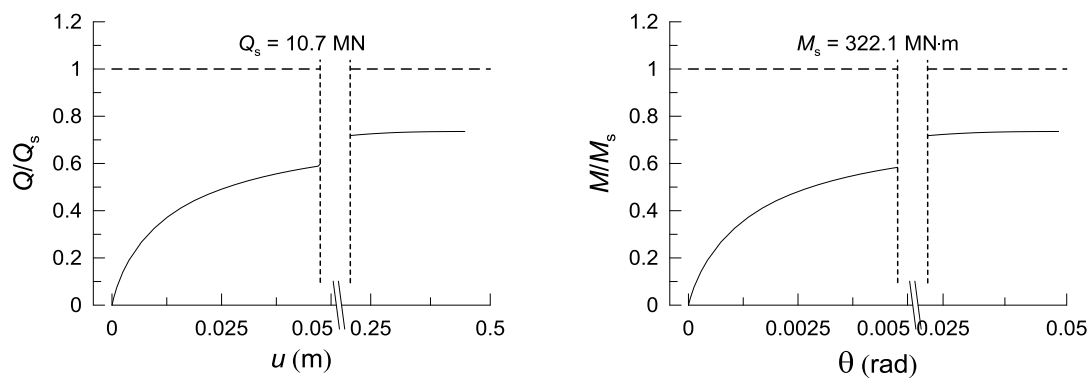


Figura 3.29. Curve di *pushover* da analisi pseudostatiche svolte il modello *HS small* per il pozzo con $D = H = 12$ m in condizioni non drenate; azioni pseudostatiche corrispondenti al caso di altezza della pila $h_s = 30$ m

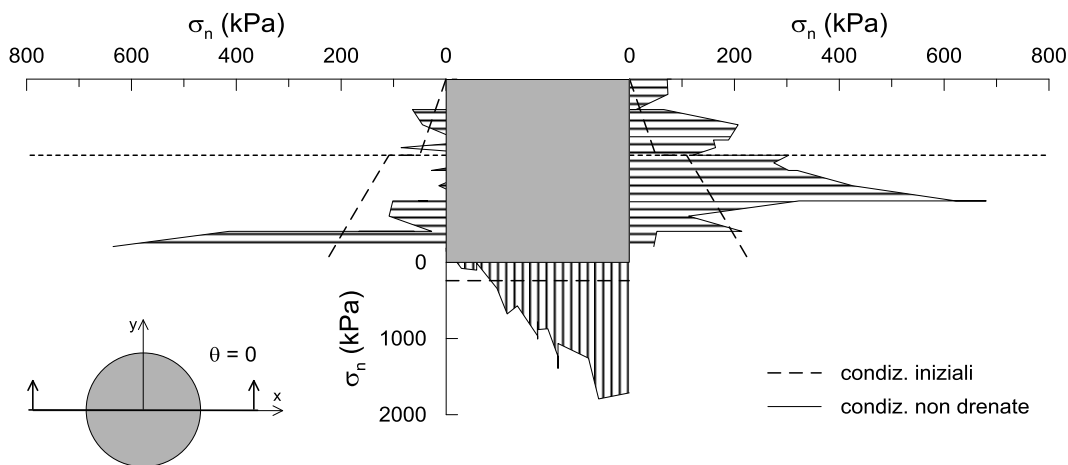


Figura 3.30. Tensioni normali σ_n agenti lungo la superficie laterale e alla base del pozzo nelle analisi pseudostatiche in condizioni non drenate per il pozzo di dimensioni $D = H = 12$ m e azioni pseudostatiche derivanti dalla pila di altezza $h_s = 30$ m

4. Analisi FEM di risposta sismica locale

In questo capitolo sono mostrati i risultati ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale svolte nel dominio del tempo, con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il codice *PLAXIS 3D*.

In una prima fase, per ottimizzare il grado di infittimento del reticolo di calcolo e controllare il corretto funzionamento delle condizioni al contorno, si sono confrontati i risultati delle analisi *FEM* con quelli dell'analisi di risposta sismica locale eseguita in condizioni 1D con il metodo lineare equivalente (§ 3.2.3.1). In questo caso, il terreno di fondazione viene assimilato a un mezzo visco - elastico lineare, caratterizzato dai valori operativi del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ calcolati dall'analisi di risposta sismica locale svolta con il metodo lineare equivalente.

Successivamente le analisi *FEM* di risposta sismica sono state svolte descrivendo il comportamento meccanico dei terreni di fondazione mediante il modello costitutivo *Hardening Soil with Small Strain - Stiffness* (Benz, 2006), portando in conto l'effetto dello sviluppo di deformazioni plastiche sulla propagazione del moto sismico nelle condizioni di campo libero (*free - field*). Le capacità di previsione del modello costitutivo adottato sono state ampiamente verificate nella letteratura scientifica (Amorosi *et al.*, 2016; Régnier *et al.*, 2016).

4.1 Modello numerico

Per la calibrazione delle analisi svolte con il metodo degli elementi finiti si è inizialmente considerata una colonna di terreno a sezione quadrata, di lato pari a 10 m e profondità $z = 60$ m eguale a quella del modello di sottosuolo assunto (Figura 4.1); alla base della colonna è applicato l'*input* sismico. Le condizioni monodimensionali di propagazione dell'onda di taglio sono state riprodotte permettendo l'oscillazione della colonna nella sola direzione x , lungo la quale è applicato l'*input* sismico. Specificamente, sui piani verticali della colonna gli spostamenti orizzontali sono permessi solo nella direzione x , di applicazione della storia temporale delle accelerazioni, e sono impediti nelle direzioni y e z ($u_y = u_z = 0$). Il piano orizzontale in testa alla colonna è privo di vincoli di natura statica o cinematica. I nodi posti alla stessa profondità lungo i due piani verticali y - z , perpendicolari all'asse x , sono vincolati ad avere lo stesso spostamento orizzontale mediante elementi dotati di rigidità assiale infinita (*node-to-node anchors* con $EA = 1E+21$ kPa), secondo l'approccio *tied nodes* (Amorosi *et al.* 2014 e 2016): tale condizione al contorno fornisce ottimi risultati nel caso di propagazione dell'onda monodimensionale, mentre risulta essere perfettamente riflettente nel caso di onda incidente. Lungo gli stessi piani, per riprodurre le condizioni di campo libero (*free - field*) si impone inoltre lo stato iniziale di tensione orizzontale

efficace (Figura 4.2), poiché nella fase dinamica di calcolo è necessario disattivare i vincoli statici (Amorosi *et al.*, 2016).

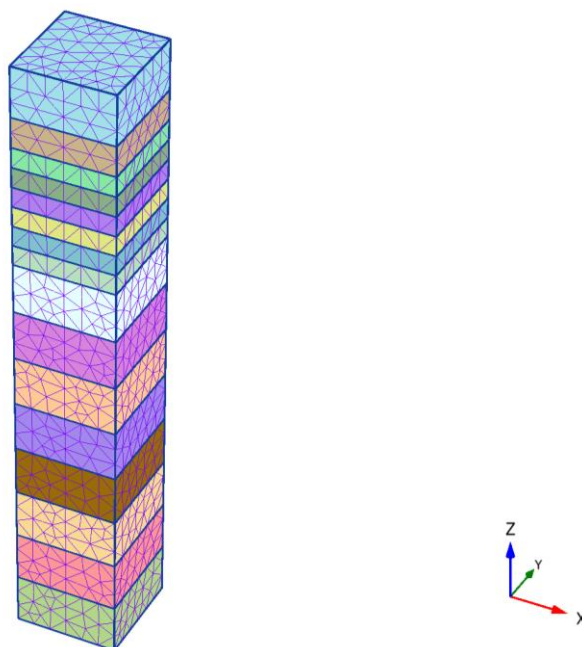


Figura 4.1. Colonna di terreno per le analisi di risposta sismica locale con il metodo degli elementi finiti

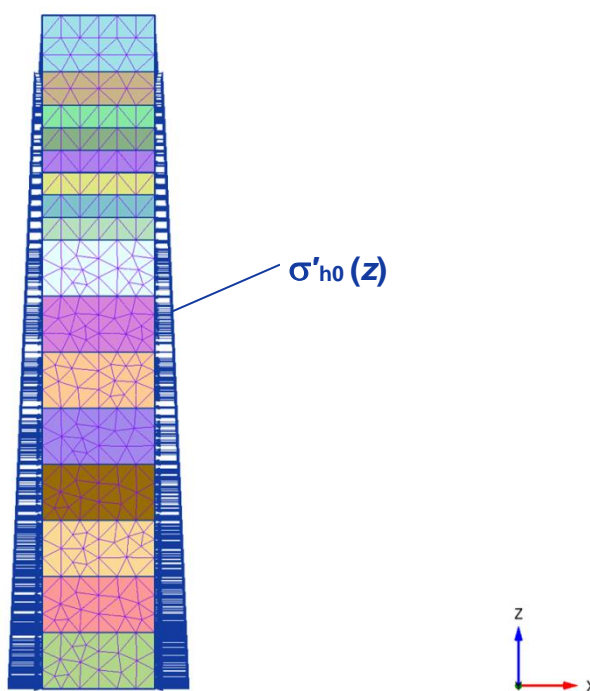


Figura 4.2. Condizioni al contorno imposte alla colonna di terreno

Per evitare la distorsione numerica delle onde di taglio che si propagano dalla base della colonna durante l'analisi dinamica, la massima distanza verticale tra i nodi è stata limitata, ponendo $\Delta z_{\max} \leq \lambda_{\min}/7$ (Kuhlemeyer e Lysmer, 1973), dove λ_{\min} è la minima lunghezza d'onda delle onde di taglio. Il reticolo di calcolo, costituito da 9148 elementi tetraedrici a 10 nodi, è suddiviso in strati con la stessa sequenza già utilizzata nelle analisi statiche presentate nel capitolo precedente; la massima distanza tra i nodi nella direzione di propagazione del moto Δz_{\max} è pari a 1 m. La condizione $\Delta z_{\max} \leq \lambda_{\min}/7$ è quindi rispettata se la minima lunghezza d'onda delle onde di taglio è $\lambda_{\min} = V_{S,\min}/f_{\max} \geq 7$ m. Tale condizione è compatibile con l'accelerogramma di ingresso, che è caratterizzato da ampiezze modeste del moto per frequenze maggiori di 10 Hz (Figura 3.8). L'accelerogramma di ingresso alle analisi è stato quindi filtrato ad una frequenza $f_{\max} = 12$ Hz, senza alterarne il contenuto energetico. La distanza tra i nodi è ridotta anche in direzione orizzontale, prevedendo nel reticolo piani verticali posti a distanza di 5 m.

La risposta dinamica della colonna di terreno è stata analizzata anche durante gli 8 s successivi al termine della registrazione, al fine di osservarne le oscillazioni libere. Il passo temporale adottato per l'integrazione delle equazioni del moto è pari all'intervallo di acquisizione dell'accelerogramma $\Delta t = 0.01$ s. Lo schema adottato nel codice per l'integrazione nel tempo delle equazioni dinamiche è il metodo implicito di Newmark. Nelle analisi si è fatto riferimento al metodo dell'accelerazione media che garantisce una soluzione incondizionatamente stabile per valori dei coefficienti $\alpha = 0.25$ e $\beta = 0.5$ (Zienkiewicz *et al.*, 1999); in questo modo non è stato introdotto alcuno smorzamento numerico (Newmark, 1959).

Per entrambi i modelli costitutivi adottati nelle analisi *FEM*, si sono svolte le seguenti fasi di calcolo:

- inizializzazione dello stato tensionale (k_0 procedure) con superficie libera della falda a profondità $z_w = 5$ m dal piano campagna;
- analisi dinamica in condizioni non drenate, in termini di tensioni efficaci.

Nelle condizioni non drenate è stato introdotto un limite alla capacità di mantenere pressioni interstiziali negative, introducendo un *cavitation cut-off*, posto pari a 200 kPa. I risultati mostrati nel seguito sono riferiti all'asse verticale della colonna.

4.2 Analisi FEM di risposta sismica locale in un mezzo visco - elastico

In queste analisi il terreno viene assimilato ad un mezzo visco - elastico lineare caratterizzato dai valori operativi del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ , valutati dalle analisi svolte con il metodo lineare equivalente. L'obiettivo di questa analisi è quello di verificare la capacità delle analisi FEM di riprodurre i risultati delle analisi 1D di risposta sismica svolte nel dominio delle frequenze con il metodo lineare equivalente utilizzando il codice MARTA (Callisto, 2015).

La colonna di terreno è suddivisa in 8 strati di spessore pari a 2 m, nei primi 20 m di profondità, e in 8 strati di spessore pari a 5 m nei rimanenti 40 m, con l'eccezione di 2 strati di spessore pari a 3 m tra i 2 e gli 8 m, al fine di ottenere una spaziatura coerente con quella precedentemente utilizzata nelle analisi statiche e pseudostatiche. A ciascuno di questi strati sono assegnati i valori del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ ottenuti dalle analisi svolte con il codice MARTA (Figura 4.3).

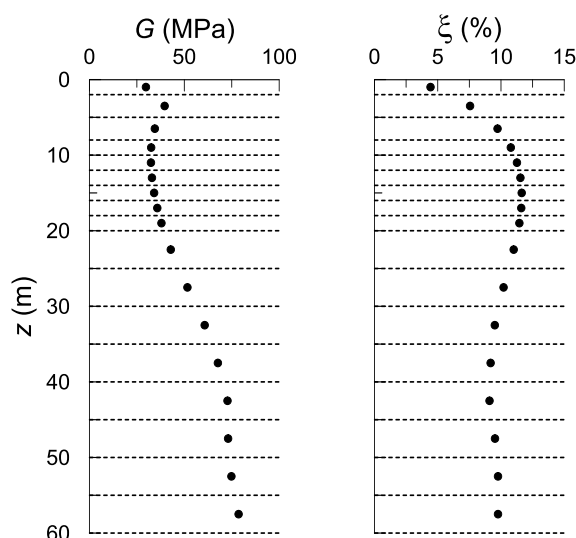


Figura 4.3. Valori operativi di G e ξ assegnati nelle analisi FEM ai diversi strati di terreno

Nel codice *PLAXIS 3D* il rapporto di smorzamento ξ è introdotto mediante la formulazione di Rayleigh, nella quale la matrice di smorzamento viscoso $[C]$ è proporzionale alle matrici di massa $[M]$ e di rigidità $[K]$:

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (4.1)$$

in cui α_R e β_R sono i coefficienti di Rayleigh:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

dove $\omega_m (= 2\pi \cdot f_m)$ e $\omega_n (= 2\pi \cdot f_n)$ sono le pulsazioni che definiscono il campo di frequenze f_m e f_n entro il quale il rapporto di smorzamento è minore o uguale a ξ .

4.2.1 Calibrazione dei coefficienti di Rayleigh α_R e β_R

I coefficienti α_R e β_R sono stati valutati seguendo la procedura di calibrazione proposta da Amorosi *et al.* (2010). Essa richiede la valutazione preliminare della funzione di amplificazione a piano campagna, definita come il rapporto tra gli spettri di Fourier delle ampiezze a piano campagna ($z = 0$) e alla formazione rigida di base ($z = 60$ m). Nota la funzione di amplificazione, la frequenza f_m è la prima frequenza naturale del deposito eccitata dall'*input* sismico, mentre la frequenza $f_n > f_m$ è la prima frequenza in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione a piano campagna attinge valori minori dell'unità (deamplificazione del moto sismico). Per il caso in esame si ottiene $f_m = 1.94$ Hz e $f_n = 3.67$ Hz (Figura 4.4), in cui f_m costituisce la seconda frequenza naturale della colonna di terreno. I profili dei coefficienti α_R e β_R calcolati al variare del rapporto di smorzamento sono mostrati nella Figura 4.5.

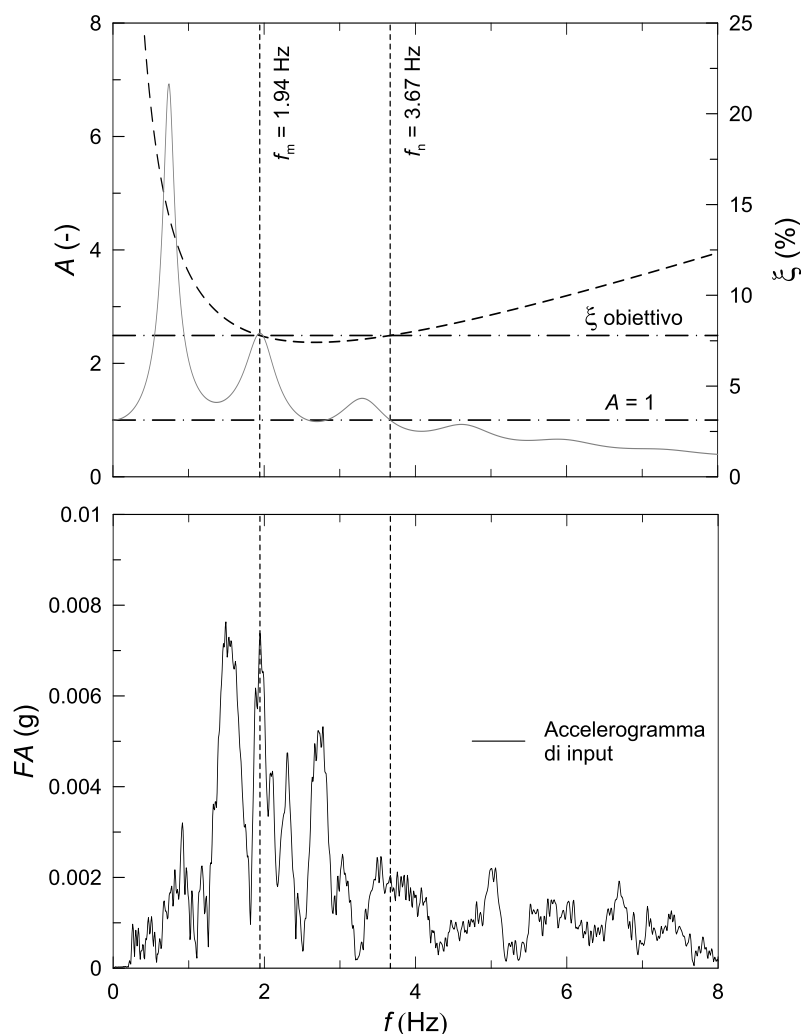


Figura 4.4. Valutazione delle frequenze f_m e f_n

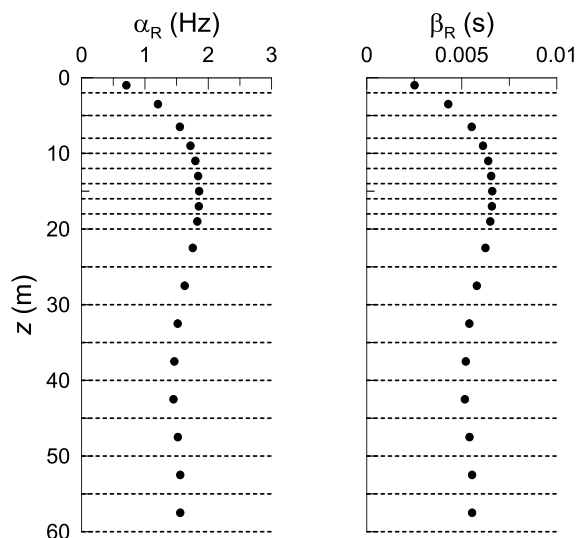


Figura 4.5. Coefficienti di Rayleigh assegnati alla colonna di terreno

4.2.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi sono mostrati in termini di profili del rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,\text{inp}}$ e della massima deformazione di taglio γ_{\max} (Figura 4.6), della funzione di amplificazione del deposito (Figura 4.7), dello spettro delle ampiezze di Fourier (Figura 4.8) e dello spettro elastico di risposta (Figura 4.9), entrambi calcolati alla profondità $z = 5$ m.

In tutti i casi si osserva un ottimo accordo tra i risultati delle analisi *FEM* e quelli ottenuti con il metodo lineare equivalente, ad eccezione della risposta valutata per la

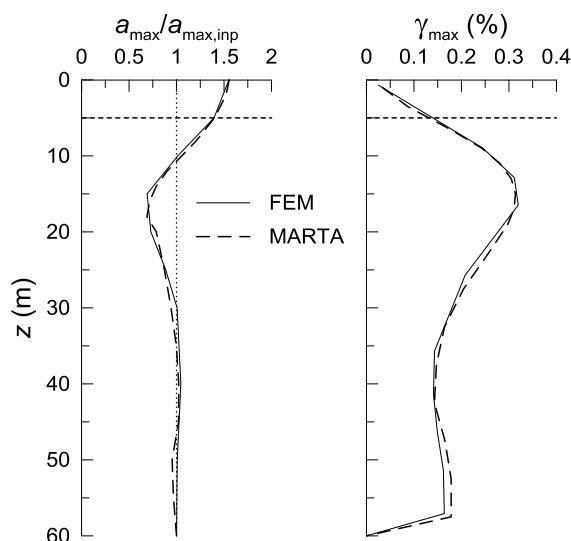


Figura 4.6. Confronto tra i profili di accelerazione e deformazione massima ottenuti per un mezzo visco-elastico non lineare: metodo lineare equivalente (MARTA) e analisi *FEM* (PLAXIS)

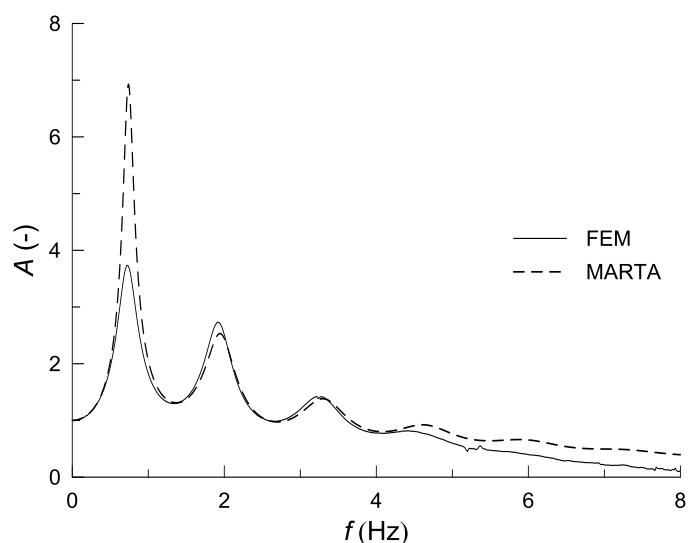


Figura 4.7. Confronto tra le funzioni di amplificazione ottenute per un mezzo visco-elastico non lineare: metodo lineare equivalente (MARTA) e analisi *FEM* (PLAXIS)

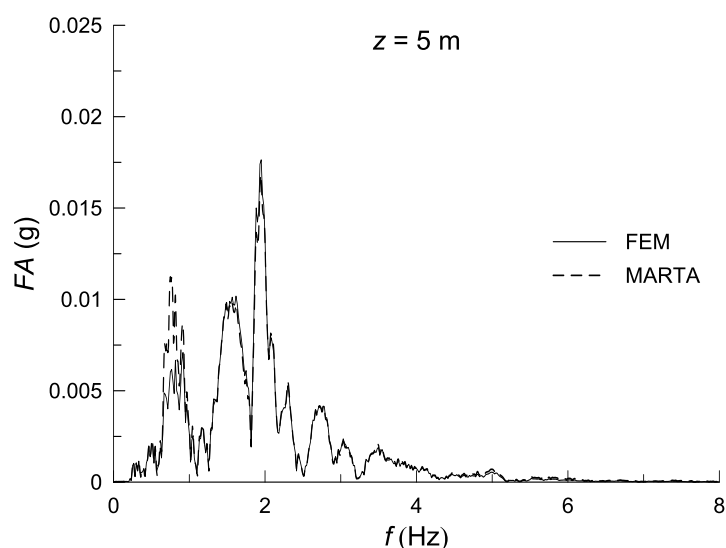


Figura 4.8. Confronto tra gli spettri di Fourier ottenuti per un mezzo visco elastico non lineare alla profondità $z = 5$ m: metodo lineare equivalente (MARTA) e analisi *FEM* (PLAXIS)

prima frequenza naturale del deposito, $f = 0.74$ Hz (Figura 4.7), in corrispondenza della quale le analisi *FEM* forniscono una minore amplificazione del moto sismico. La minore amplificazione osservata nelle analisi *FEM* è dovuta alla dipendenza del rapporto di smorzamento alla Rayleigh dalla frequenza: la frequenza $f = 0.74$ Hz si trova al di fuori dell'intervallo di frequenze in cui il rapporto di smorzamento è minore dello smorzamento obbiettivo ξ , e il sistema è sovra-smorzato in corrispondenza della prima frequenza fondamentale della colonna di terreno (Figura 4.4). Congruentemente, per la

stessa frequenza si osserva una sottostima dell'ampiezza del moto nello spettro di Fourier riportato nella Figura 4.8, così come l'accelerazione pseudostatica fornita dallo spettro elastico di risposta è sottostimata nell'intorno del periodo $T = 1/f = 1.35$ s (Figura 4.9).

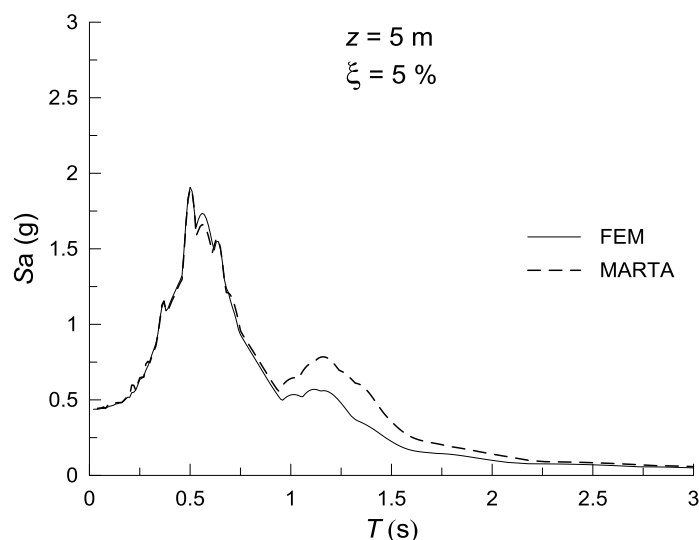


Figura 4.9. Confronto tra gli spettri elastici di risposta in accelerazione ottenuti per un mezzo visco elastico non lineare alla profondità $z = 5$ m: metodo lineare equivalente (MARTA) e analisi FEM (PLAXIS)

4.3 Analisi FEM di risposta sismica locale in un mezzo elasto-plastico

In queste analisi il comportamento meccanico dei terreni è stato descritto mediante il modello costitutivo *HS small* in cui il terreno viene assimilato a un mezzo - elasto plastico incrudente. I valori dei parametri costitutivi assunti nelle analisi sono quelli riportati nel § 3.3.1 (Tabella 3.12 e Tabella 3.13). Allo smorzamento isteretico di entrambi gli strati di terreno è stato aggiunto uno smorzamento viscoso alla Rayleigh, di entità molto modesta ($\xi = 1$ %) per migliorare la stabilità numerica delle analisi, ottenendo così valori non nulli del rapporto di smorzamento anche alle piccolissime deformazioni ($\gamma = 0.0001$ %). Tale smorzamento minimo ($\xi_{\min} = 1$ %) è stato calibrato con le stesse frequenze f_m e f_n precedentemente riportate.

4.3.1 Calibrazione delle curve di decadimento

Nel modello *HS small* le curve di decadimento del modulo di taglio sono definite da due parametri: il valore di soglia della deformazione di taglio, $\gamma_{0.7}$, in corrispondenza della quale il modulo è $G_s = 0.7 \cdot G_0$, ed il modulo di taglio in scarico-ricarico alla pressione di riferimento $p^{\text{ref}} = 100$ kPa, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 2G_{\text{ur}}^{\text{ref}} (1 + \nu_{\text{ur}})$. Tali parametri sono stati ottenuti dalla calibrazione delle curve di decadimento assunte per lo strato di sabbia ghiaiosa e per

quello di argilla (§ 3.2.3.1): i valori così ottenuti sono riportati nella Tabella 3.12. Il rapporto $G_0^{\text{ref}}/G_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ per lo strato di sabbia è pari a 2, mentre per lo strato di argilla è pari a 2.71. La Figura 4.10 e la Figura 4.11 mostrano il confronto tra le curve $G - \gamma$ e $\xi - \gamma$ assunte per i due strati di terreno basate su osservazioni sperimentali e le previsioni del modello. Per entrambi i terreni si ottiene un accordo soddisfacente per la curva di decadimento del modulo di taglio G e per la curva di incremento del rapporto di smorzamento ξ per valori di $\gamma \leq \gamma_{\text{cut-off}}$.

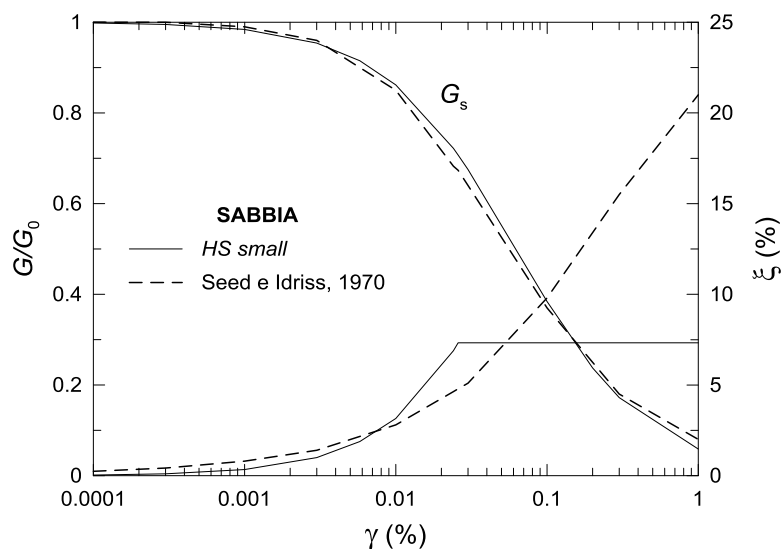


Figura 4.10. Calibrazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e di incremento del rapporto di smorzamento isteretico per le sabbie

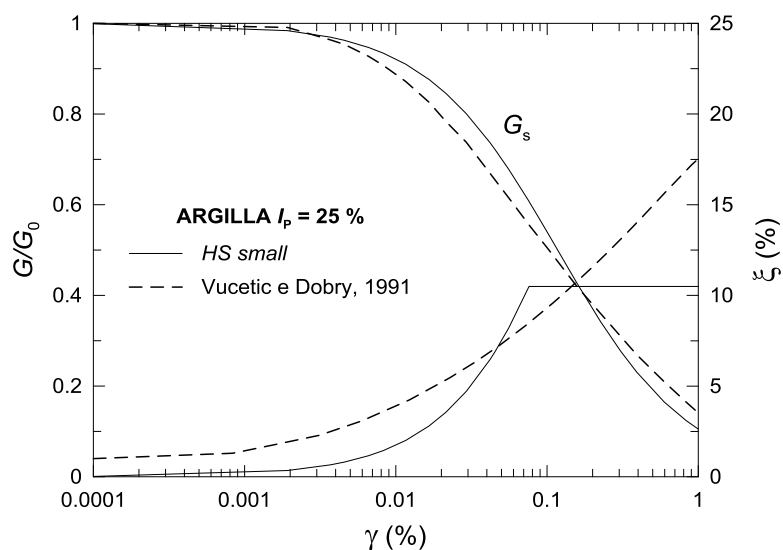


Figura 4.11. Calibrazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e di incremento del rapporto di smorzamento isteretico per le argille

4.3.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi di risposta sismica effettuate descrivendo il comportamento meccanico dei terreni con il modello elasto-plastico incrudente *HS small* sono riportati in termini di profili di accelerazione e deformazione massima (Figura 4.12), di spettro di Fourier (Figura 4.15) e di spettro elastico di risposta (Figura 4.16). Gli spettri sono stati calcolati alla profondità $z = 5$ m. Nelle stesse figure sono riportati per confronto i risultati ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale in cui il terreno è assimilato a un mezzo visco-elastico. In ultimo, sono riportati i profili di deformazione e spostamento permanente (Figura 4.17).

I valori del rapporto $a_{\max}/a_{\max,inp}$ ottenuti nell'ipotesi di comportamento elasto - plastico incrudente sono in accordo con quelli calcolati per un mezzo visco-elastico tra i 15 e i 60 m di profondità con valori compresi tra 0.75 e 1, mentre si ottengono maggiori differenze nei primi 15 m di profondità, con un rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,inp} \approx 0.875$ al piano campagna, più piccolo di quello fornito dall'analisi visco - elastica ($a_{\max}/a_{\max,inp} \approx 1.5$). Per quanto riguarda le massime deformazioni di taglio γ_{\max} attinte durante l'analisi, viceversa, si osservano le massime differenze tra le due analisi tra i 15 e i 60 m di profondità, e un migliore accordo dai 15 m di profondità al piano campagna. Le differenze osservate in termini di accelerazioni e deformazioni massime possono essere attribuite alla plasticizzazione dei terreni di fondazione che si verifica nell'analisi di risposta sismica locale condotta con *HS small*. Il raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione si concentra principalmente tra i 15 e i 20 m di profondità, dove si ottiene $\gamma_{\max} = 0.3$ %: in effetti, tale valore di deformazione è tipicamente considerato un valore limite per l'attendibilità delle analisi condotte con il

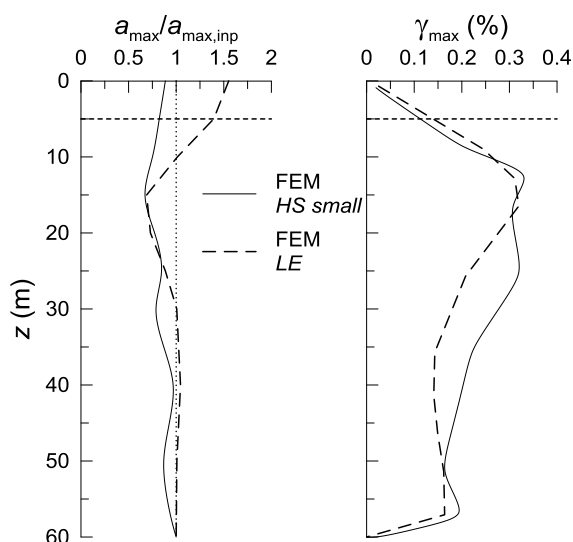


Figura 4.12. Confronto tra i profili di accelerazione e deformazione massima ottenuti nelle analisi *FEM* di risposta sismica locale con diverse ipotesi costitutive

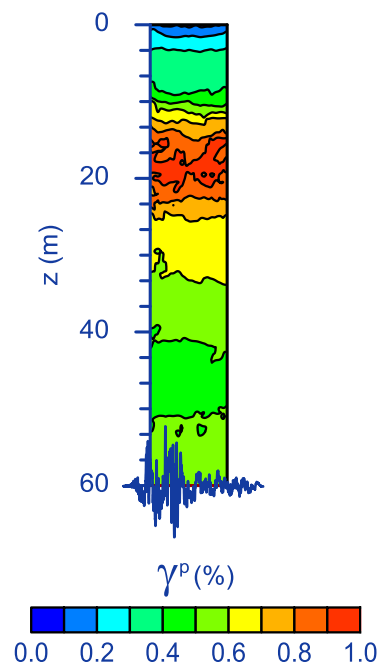


Figura 4.13. Isolinee della deformazione deviatorica plastica alla fine dell'analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* con *HS small*

metodo lineare equivalente. A conferma di quanto su esposto, la Figura 4.13 mostra le isolinee di deformazione deviatorica plastica γ^p alla fine dell'evento sismico: si osserva che i valori massimi si concentrano tra i 15 e i 20 m, con valore massimo $\gamma^p_{\max} \approx 1.15\%$. Le storie temporali di accelerazione sono, perciò, “tagliate”: nello specifico, la storia temporale al piano campagna ($z = 0$), mostrata nella Figura 4.14, è tagliata ad un valore di accelerazione $a = 0.26\text{ g}$, a fronte di un valore massimo dell'*input* pari a $a_{\max, \text{inp}} = 0.316\text{ g}$, giustificando il profilo costante di accelerazioni massime a_{\max} osservato nei primi 15 m.

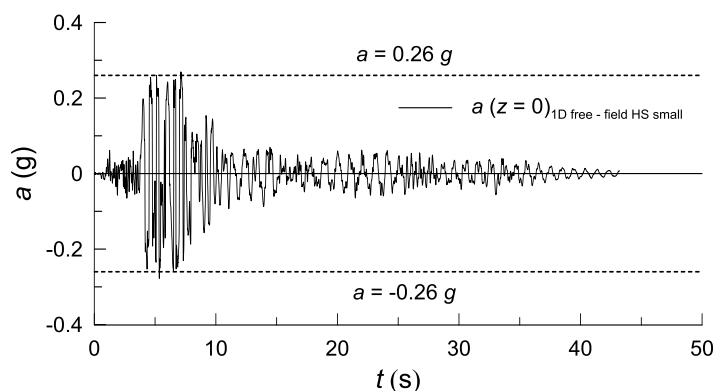


Figura 4.14. Storia temporale dell'accelerazione al piano campagna $a(z = 0)$ “tagliata” per un valore $a = 0.26\text{ g}$ a causa della plasticizzazione del terreno sottostante

Quanto osservato influisce anche sugli spettri delle ampiezze di Fourier (Figura 4.15) e sugli spettri elastici di risposta in accelerazione (Figura 4.16). Nello specifico, le ordinate spettrali relative all'analisi con *HS small* sono minori di quelle ottenute con il modello costitutivo dei terreni visco - elastico non lineare, in particolar modo per la frequenza $f_m = 1.94$ Hz e del periodo $T = 1/f_m \approx 0.52$ s. Lo stesso può dirsi per le ampiezze di Fourier.

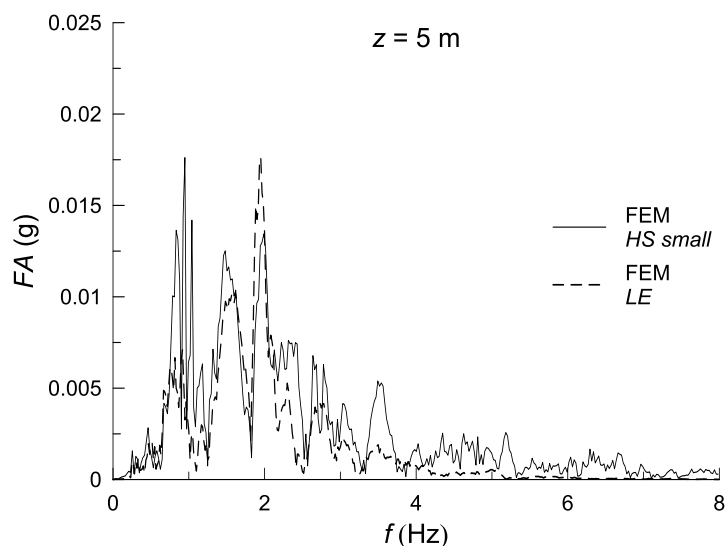


Figura 4.15. Confronto tra gli spettri di Fourier ottenuti alla profondità $z = 5$ m nelle analisi *FEM* di risposta sismica locale con diverse ipotesi costitutive

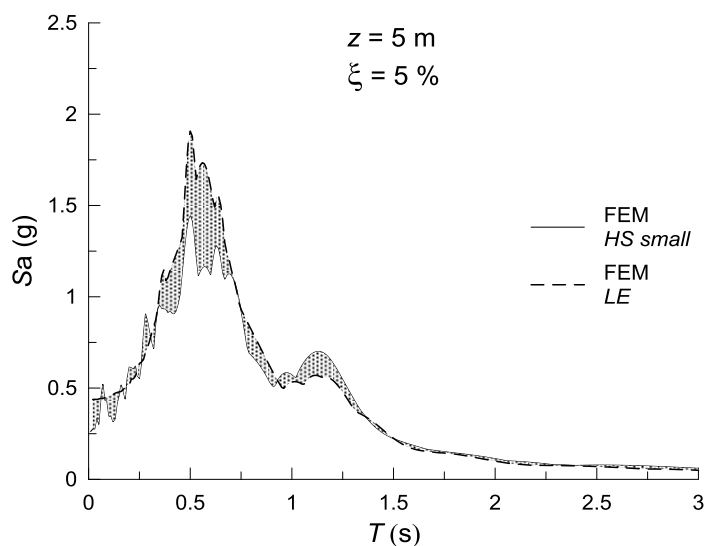


Figura 4.16. Confronto tra gli spettri elastici di risposta ottenuti alla profondità $z = 5$ m nelle analisi *FEM* di risposta sismica locale con diverse ipotesi costitutive

Nella Figura 4.17 sono riportati, infine, i profili delle deformazioni di taglio permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} . Il livello deformativo residuo mostra valori di γ_{perm} inferiori a 0.1 % lungo tutta la colonna di terreno, ad eccezione di quanto avviene alla profondità $z = 15$ m, dove $\gamma_{perm} = 0.2$ %. Gli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} sono compresi tra 0.5 e 1.5 cm, sottolineando l'influenza del comportamento non lineare, con sviluppo di deformazioni irreversibili del terreno già in condizioni di *free - field*.

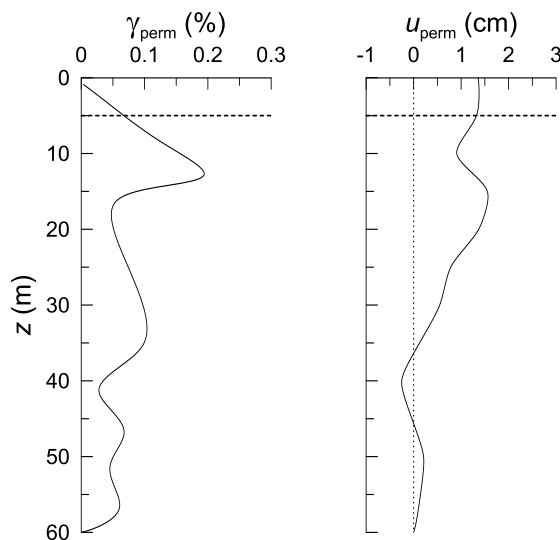


Figura 4.17. Profili di deformazione e spostamento permanente ottenuti nelle analisi *FEM* di risposta sismica locale con *HS small*

5. Analisi numeriche accoppiate di interazione dinamica

In questo capitolo sono mostrati i risultati dello studio parametrico impostato nel capitolo 3. Le analisi dinamiche accoppiate sono state svolte in condizioni tridimensionali e in termini di tensioni efficaci, nel dominio del tempo, con il metodo degli elementi finiti, mediante il codice di calcolo *PLAXIS 3D*. Esse hanno permesso di valutare gli effetti dell'interazione dinamica terreno - struttura sulla prestazione sismica dei pozzi di fondazione di pile da ponte o viadotto. Particolare attenzione è rivolta al comportamento di tali opere a seguito di eventi sismici di elevata intensità.

Nello specifico, lo studio parametrico ha permesso di valutare l'influenza di alcuni parametri, quali la geometria del pozzo e della pila, il contenuto in frequenza e la durata significativa dell'*input* sismico e le fasi costruttive del pozzo di fondazione sulla risposta del sistema pozzo - pila - impalcato. In ultimo, sono state prese in considerazione due diverse tipologie di modellazione della pila da ponte.

La prestazione dell'opera è valutata mediante i valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale della testa del pozzo e della pila e dei *drift* di impalcato attinti durante e al termine dell'evento sismico, nonché della rotazione e del cedimento del pozzo. Particolare attenzione è rivolta, inoltre, all'influenza che lo stato di deformazione dei terreni di fondazione ha sulle caratteristiche dinamiche dell'intero sistema: a tal fine, il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è stato descritto mediante il modello costitutivo *Hardening Soil with Small Strain - Stiffness*, precedentemente utilizzato nelle analisi di risposta sismica locale (capitolo 4). Le analisi dinamiche sono state svolte in termini di tensioni efficaci, in condizioni non drenate.

5.1 Definizione dello studio parametrico

Con riferimento alla Figura 3.1, nell'analisi parametrica è stata valutata l'influenza sulla prestazione dell'opera di:

- diametro del pozzo D ;
- rapporto di snellezza del pozzo H/D ;
- altezza della pila h_s ;
- contenuto in frequenza dell'*input* sismico, sintetizzato in questo studio dal periodo medio T_m (Rathje *et al.*, 1998), la cui espressione è

$$T_m = \frac{\sum_i FA_i^2 \left(\frac{1}{f_i} \right)}{\sum_i FA_i^2} \quad 0.25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 20 \text{ Hz} \quad (5.1)$$

in cui FA_i è l'ampiezza dello spettro di Fourier dell'input alla frequenza f_i ;

- durata significativa dell'input sismico T_D ;
- fasi costruttive del pozzo di fondazione, simulate in forma semplificata applicando una deformazione volumetrica di contrazione al volume occupato dal pozzo di fondazione;
- modellazione della pila, schematizzata con un oscillatore ad un grado di libertà (*S.D.O.F.*) o con un elemento trave con massa distribuita lungo il fusto e con la massa dell'impalcato concentrata in testa.

I valori dei parametri geometrici D , H/D e h_s scelti per lo studio parametrico sono stati discussi nel capitolo 3 (Tabella 3.2 e Tabella 3.3); di seguito si riportano i valori assunti dagli altri parametri dello studio.

5.1.1 Scelta dei segnali sismici di input

Per studiare l'influenza del periodo medio T_m e della durata significativa T_D sul comportamento del sistema sono stati scelti, oltre alla componente E-W dell'accelerogramma di Tolmezzo precedentemente descritta, altre 2 registrazioni relative a eventi sismici reali di elevata intensità. Nello specifico, per valutare l'influenza del periodo medio T_m è stato selezionato dal database *PEER* Ground Motion Database (Ancheta *et al.*, 2012) l'accelerogramma di Assisi (A-AAL098, componente E-W, 26/09/1997), relativo all'evento sismico dell'Umbria - Marche del 1997, caratterizzato da un periodo medio pari alla metà di quello della componente E-W di Tolmezzo. Allo stesso modo, per valutare l'influenza della durata significativa T_D è stata scelta dallo *Engineering Strong-Motion Database* (Luzi *et al.*, 2016) la storia temporale in accelerazione della componente E-W dell'evento sismico verificatosi ad Adana, in Turchia: tale accelerogramma (TK-1998-0063, 27/06/1998) è caratterizzato da una durata significativa circa 2.5 volte maggiore di quella relativa all'accelerogramma di Tolmezzo.

Entrambi gli accelerogrammi sono stati scalati al fine di ottenere valori dell'intensità di Arias I_A confrontabili con quella della componente E-W di Tolmezzo; nello specifico, l'accelerogramma di Assisi è stato amplificato di un fattore 2, mentre l'accelerogramma di Adana è stato amplificato di un fattore 1.05. Anche questi accelerogrammi sono stati corretti per restituire spostamenti e velocità nulle a fine registrazione (*baseline correction*).

Le caratteristiche dei segnali sismici scalati sono riportate nella Tabella 5.1 in cui Δt è l'intervallo di acquisizione. A valle della scalatura, i tre accelerogrammi sono caratterizzati da valori confrontabili dell'intensità di Arias. L'accelerogramma di Assisi è ricco in alte frequenze rispetto agli accelerogrammi di Tolmezzo e Adana, mentre l'accelerogramma di Adana è caratterizzato dalla maggiore durata significativa.

Tabella 5.1. Principali caratteristiche degli accelerogrammi di *input* scelti

<i>accelerogramma</i>	$a_{\max, \text{inp}}$ (g)	I_A (m/s)	T_D (s)	T_m (s)	T_p (s)	<i>durata</i> (s)	Δt (s)
Tolmezzo E-W	0.316	1.17	5.220	0.50	0.67	35.430	0.010
Assisi E-W	0.332	1.12	4.295	0.24	0.18	29.445	0.005
Adana E-W	0.292	1.17	12.990	0.62	0.67	29.215	0.005

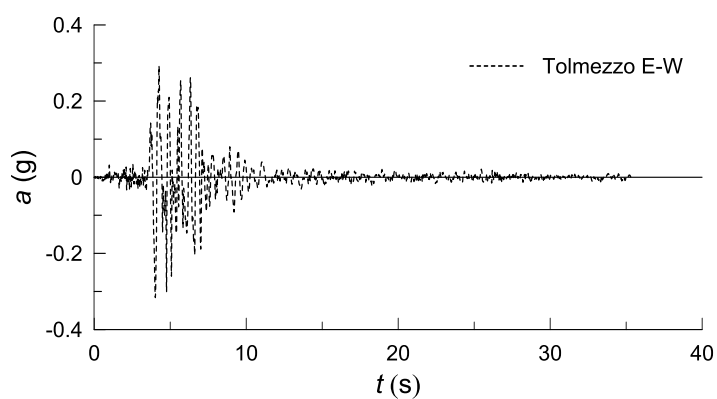


Figura 5.1. Registrazione accelerometrica di Tolmezzo, componente E-W

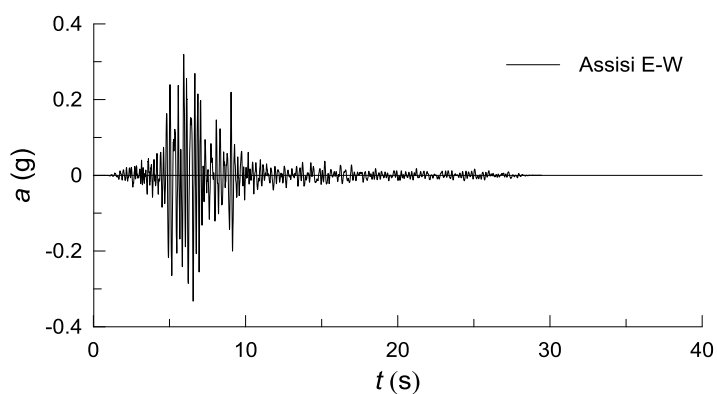


Figura 5.2. Registrazione accelerometrica di Assisi, componente E-W

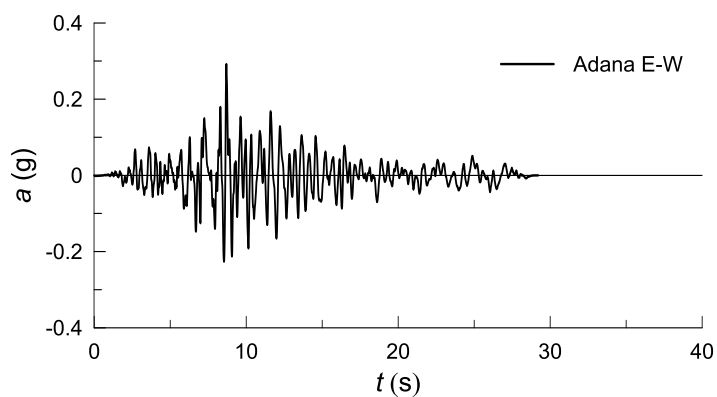


Figura 5.3. Registrazione accelerometrica di Adana, componente E-W

Il confronto tra i diversi segnali sismici di *input* è riportato in termini di storie temporali di accelerazione (Figura 5.1, Figura 5.2 e Figura 5.3), spettri di risposta (Figura 5.4) e intensità di Arias (Figura 5.5). Gli spettri elastici di risposta mostrano il differente contenuto in frequenza dell'accelerogramma di Assisi rispetto agli altri due: nello specifico, l'ordinata spettrale massima $S_{a_{max}} = 1.73 \text{ g}$ si colloca al periodo $T = 0.18 \text{ s}$, mentre per l'*input* di Tolmezzo si ha $S_{a_{max}} = 1.03 \text{ g}$ per $T = 0.64 \text{ s}$ e per l'accelerogramma di Adana si ha $S_{a_{max}} = 0.90 \text{ g}$ per $T = 0.52 \text{ s}$. Dal confronto dell'evoluzione temporale dell'intensità di Arias, riportato nella Figura 5.5, si osserva la similitudine tra i due accelerogrammi di Tolmezzo e di Assisi, caratterizzati da una breve durata significativa T_D , a fronte della lunga fase di rilascio dell'energia dell'accelerogramma di Adana.

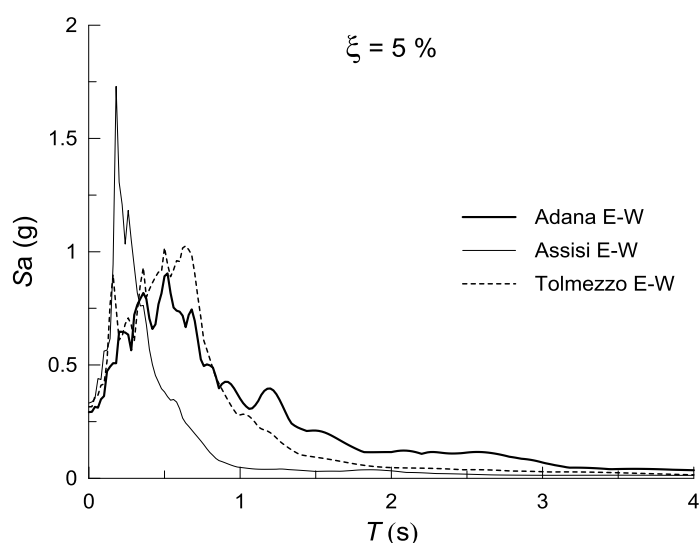


Figura 5.4. Confronto tra gli spettri di risposta in accelerazione per un rapporto di smorzamento $\xi = 5 \%$ dei tre segnali accelerometrici utilizzati nello studio parametrico

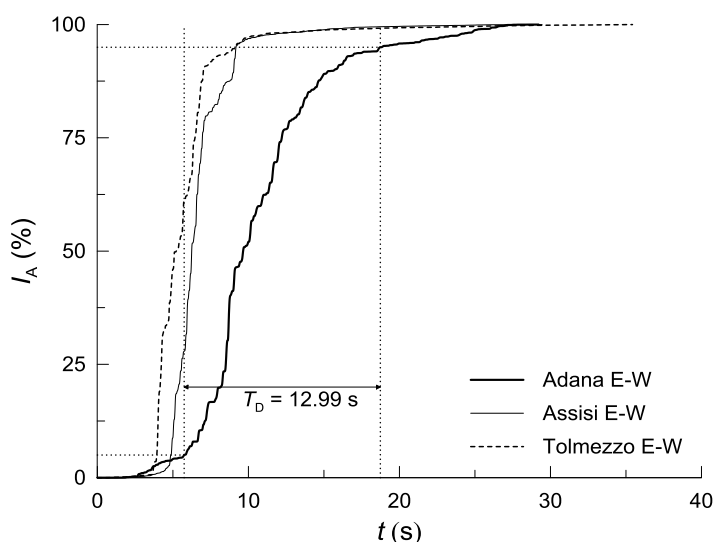


Figura 5.5. Confronto tra l'intensità di Arias dei tre segnali accelerometrici utilizzati nello studio parametrico

5.1.2 Simulazione degli effetti delle fasi costruttive del pozzo

Nella maggior parte degli studi di letteratura non vengono simulate le fasi costruttive dei pozzi che vengono semplicemente “attivati” nelle analisi (e.g.: Zafeirakos *et al.*, 2011; Zafeirakos e Gerolymos, 2012, 2013, 2014); il pozzo è quindi *wished - in - place*. In realtà, le operazioni di scavo necessarie alla realizzazione dei pozzi possono comportare il raggiungimento delle condizioni limite attive nel terreno a ridosso dello scavo, modificando la condizione iniziale precedente all’evento sismico. È, quindi, di interesse verificare se le fasi costruttive influenzino significativamente le prestazioni dell’opera. Per simulare in forma semplificata la costruzione del pozzo (*caisson - installation - modelled*) è stata applicata una deformazione volumetrica ε_v di contrazione nel volume di terreno occupato dal pozzo.

Il valore della deformazione ε_v è stato ricavato imponendo il raggiungimento di uno spostamento radiale pari a 1.5 ‰ dell’altezza del pozzo ($u_r/H = 1.5 \text{ ‰}$), per il quale si può assumere che siano attinte le condizioni limite attive a tergo dello scavo. La deformazione radiale ε_r è pari a

$$\varepsilon_r = \frac{u_r}{R} = 2 \frac{u_r}{D} \quad (5.2)$$

Ipotizzando una deformazione verticale $\varepsilon_z = \varepsilon_r$ si ottiene

$$\varepsilon_v = 3 \cdot \varepsilon_r = 6 \frac{u_r}{D} = 0.009 \frac{H}{D} \quad (5.3)$$

Il valore della deformazione volumetrica ε_v da applicare al fine di ottenere un rapporto di spostamento radiale $u_r/H = 1.5 \text{ ‰}$ dipende, quindi, dal rapporto di snellezza del pozzo. I valori di ε_v utilizzati nelle analisi sono riportati nella Tabella 5.2, insieme ai valori di u_r .

Tabella 5.2. Deformazione volumetrica ε_v applicata ai pozzi di fondazione per raggiungere le condizioni limite attive e conseguenti spostamenti radiali u_r

D (m)	H/D	H (m)	ε_v (%)	u_r (m)
	0.5	4	0.45	0.006
8	1	8	0.90	0.012
	2	16	1.80	0.024
	0.5	6	0.45	0.009
12	1	12	0.90	0.018
	2	24	1.80	0.036

5.1.3 Schematizzazione della pila

Tipicamente, negli studi di interazione dinamica terreno - struttura dei pozzi di fondazione di una pila da ponte quest'ultima è schematizzata come un oscillatore elementare con massa concentrata in testa, sia quando l'analisi è svolta con il metodo delle sottostrutture (Tsigginos *et al.*, 2008; Lanzi, 2013; Cairo e Conte, 2014; Cairo *et al.*, 2016) sia quando l'analisi è svolta con il metodo diretto mediante analisi numeriche (Zafeirakos *et al.*, 2011; Zafeirakos e Gerolymos, 2012, 2013, 2014).

Jennings e Bielak (1973) hanno mostrato che, in effetti, nelle analisi di interazione la risposta del sistema è dominata dal modo fondamentale della sovrastruttura, soprattutto per sovrastrutture snelle; inoltre, gli effetti dell'interazione sono più pronunciati per il modo fondamentale della sovrastruttura. Di conseguenza, nello studio parametrico la pila è modellata con un oscillatore ad un grado di libertà, come già riportato nel capitolo 3); tuttavia, per verificare la correttezza e l'influenza di tale ipotesi, in alcuni casi la pila è stata schematizzata con un elemento trave con massa distribuita lungo il fusto, in aggiunta alla massa di impalcato concentrata in testa.

5.1.4 Sintesi delle analisi numeriche

Lo studio parametrico è costituito da 39 analisi dinamiche accoppiate svolte in condizioni tridimensionali con il metodo degli elementi finiti; le principali caratteristiche di tali analisi sono riportate nella Tabella 5.3.

La tipologia di modellazione della pila è indicata sinteticamente dal parametro $\gamma_{\text{fusto pila}}$; se la pila è schematizzata con un oscillatore ad un grado di libertà è $\gamma_{\text{fusto pila}} = 0$, mentre se la pila è schematizzata con massa distribuita è $\gamma_{\text{fusto pila}} = \gamma_{\text{cls}} = 25 \text{ kN/m}^3$. In dipendenza del tipo di modellazione della pila varia la massa concentrata applicata in testa m_s . Nello specifico, si ha

$$\begin{aligned} m_s &= m_{\text{imp}} + \frac{1}{2} m_{\text{pila}} && \text{se } \gamma_{\text{fusto pila}} = 0 \\ m_s &= m_{\text{imp}} && \text{se } \gamma_{\text{fusto pila}} = 25 \text{ kN/m}^3 \end{aligned} \quad (5.4)$$

Le prime quattordici analisi, denominate “*Tolmezzo_n*”, hanno lo scopo di indagare l'effetto della geometria del pozzo e della pila sulla risposta del sistema, sottoposto alla storia temporale di accelerazioni di Tolmezzo; in queste analisi sono simulate le fasi costruttive del pozzo e la pila è modellata con un oscillatore ad un grado di libertà.

Nelle successive nove analisi, denominate “*Assisi_n*”, l'obiettivo è di studiare l'effetto del contenuto in frequenza dell'*input* sismico sulla risposta del sistema, avendo variato, rispetto alle analisi precedenti, il periodo medio dell'*input* T_m ; analogamente, le otto analisi denominate “*Adana_n*” hanno l'obiettivo di valutare l'influenza della durata significativa T_D dell'*input* sismico.

Tabella 5.3. Valori assunti per i parametri nelle analisi numeriche

<i>nome analisi</i>	<i>D (m)</i>	<i>H/D</i>	<i>h_s (m)</i>	<i>ε_v (%)</i>	<i>γ_{fusto pila} (kN/m³)</i>	<i>segnale di input</i>
<i>Tolmezzo_1</i>	8	0.5	30	0.45	0	Tolmezzo E-W
<i>Tolmezzo_2</i>		1	30	0.90	0	Tolmezzo E-W
<i>Tolmezzo_3</i>		60				
<i>Tolmezzo_4</i>		15				
<i>Tolmezzo_5</i>		2	30	1.80	0	Tolmezzo E-W
<i>Tolmezzo_6</i>		60				
<i>Tolmezzo_7</i>	12		15			
<i>Tolmezzo_8</i>		0.5	30	0.45	0	Tolmezzo E-W
<i>Tolmezzo_9</i>			60			
<i>Tolmezzo_10</i>			15			
<i>Tolmezzo_11</i>		1	30	0.90	0	Tolmezzo E-W
<i>Tolmezzo_12</i>			60			
<i>Tolmezzo_13</i>	8	2	30	1.80	0	Tolmezzo E-W
<i>Tolmezzo_14</i>			60			
<i>Assisi_1</i>	12	1	30	0.90	0	Assisi E-W
<i>Assisi_2</i>			15			
<i>Assisi_3</i>		0.5	30	0.45	0	Assisi E-W
<i>Assisi_4</i>			60			
<i>Assisi_5</i>			15			
<i>Assisi_6</i>		1	30	0.90	0	Assisi E-W
<i>Assisi_7</i>			60			
<i>Assisi_8</i>		2	30	1.80	0	Assisi E-W
<i>Assisi_9</i>			60			
<i>Adana_1</i>	12		15			
<i>Adana_2</i>		0.5	30	0.45	0	Adana E-W
<i>Adana_3</i>			60			
<i>Adana_4</i>			15			
<i>Adana_5</i>		1	30	0.90	0	Adana E-W
<i>Adana_6</i>			60			
<i>Adana_7</i>		2	30	1.80	0	Adana E-W
<i>Adana_8</i>			60			
<i>ε_v_1</i>	12	1	30	0	0	Tolmezzo E-W
<i>ε_v_2</i>			30	0	0	Tolmezzo E-W
<i>ε_v_3</i>		2	60			
<i>ε_v_4</i>			30	0	0	Assisi E-W
<i>ε_v_5</i>			60			
<i>pila_1</i>	12	0.5		0.45		
<i>pila_2</i>		1	60	0.90	25	Assisi E-W
<i>pila_3</i>		2		1.80		

Le cinque analisi denominate “ε_v_n” differiscono dalle analoghe “Tolmezzo_n” esclusivamente per il fatto di non prevedere l’applicazione della deformazione

volumetrica ε_v al pozzo, e sono quindi volte alla valutazione degli effetti delle fasi costruttive della fondazione sul comportamento dell'opera. Infine, le ultime tre analisi, denominate “*pila_n*”, prevedono la modellazione della pila con massa distribuita, abbandonando la modellazione della stessa come un oscillatore ad un grado di libertà. Per questi due ultimi gruppi di analisi (“ ε_v_n ” e “*pila_n*”) sono state scelte determinate geometrie del pozzo e della pila e prestabiliti *input* sismici sulla base di considerazioni riportate più avanti: in ogni caso, sono state scelte le condizioni in cui ci si può attendere il maggiore effetto delle fasi costruttive e della massa distribuita della pila.

Tutti i pozzi di fondazione riportati nella Tabella 5.3 sono caratterizzati da un coefficiente di sicurezza ai carichi verticali $F_{Sv} = 5.5$ in condizioni drenate, e da un grado di mobilitazione della resistenza al taglio dei terreni di fondazione $MF \approx 35\%$ (Tabella 3.5); inoltre, la massa della pila e dell'impalcato e la rigidezza della pila sono state determinate per ottenere un coefficiente di sicurezza al carico limite in condizioni pseudostatiche $F_{Se} = 0.7$, utilizzando lo spettro elastico riportato nella Figura 3.5 per la valutazione delle azioni statiche equivalenti.

5.2 Modello numerico

Il modello numerico utilizzato per le analisi dinamiche è mostrato nella Figura 5.6. L'estensione del dominio e la spaziatura del reticolo di calcolo sono identici a quelli utilizzati per le analisi statiche e pseudostatiche (Figura 3.20 e Figura 3.21). Nella fase di calcolo dinamica sono state inserite nel modello le condizioni al contorno già utilizzate nelle fasi dinamiche dell'analisi di risposta sismica locale (§ 4.1). Rispetto alle analisi precedenti, sono state aggiunte la pila e la massa concentrata in testa, entrambe modellate mediante elementi trave monodimensionali.

5.2.1 Modellazione della pila e dell'impalcato

La pila e la massa concentrata in testa sono state modellate entrambe con elementi trave monodimensionali. In particolare, la massa concentrata in testa alla pila è modellata con un elemento trave disposto orizzontalmente, infinitamente rigido rispetto alla pila e di lunghezza $l_{ms} = 0.02$ m. A tale elemento è assegnata un'area della sezione trasversale (fittizia) pari a quella della pila, A_{pila} , e un peso dell'unità di volume $\gamma_{ms} = m_s / (A_{pila} \cdot l_{ms})$. Alle diverse pile considerate nello studio sono, invece, assegnate le caratteristiche geometriche riportate nella Tabella 3.8 e nella Tabella 3.9, un modulo di Young $E_{cls} = 27.3$ GPa e un peso dell'unità di volume dipendente dalla schematizzazione scelta per la stessa: $\gamma_{fusto\ pila} = 0$ nel caso di oscillatore ad un grado di libertà e $\gamma_{fusto\ pila} = 25$ kN/m³ nel caso di pila con massa distribuita.

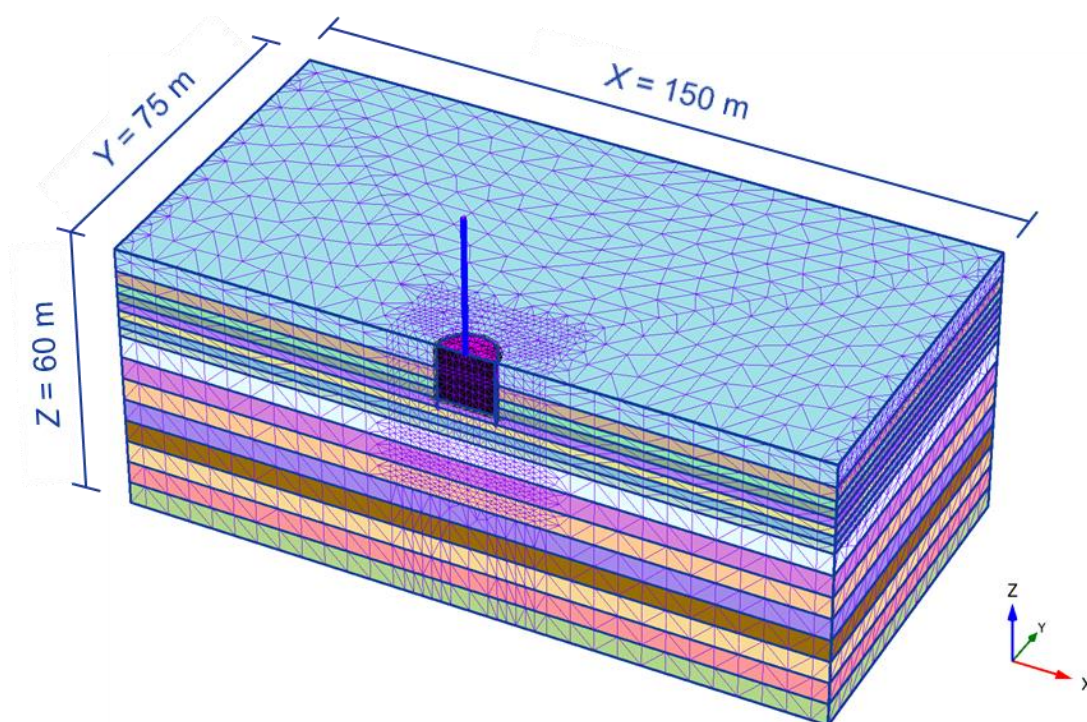


Figura 5.6. Vista tridimensionale del modello implementato in *PLAXIS 3D* per le analisi dinamiche

La pila e la massa concentrata sono assimilate ad un mezzo visco - elastico lineare, con rapporto di smorzamento $\xi_s = 5\%$, tipico delle strutture in calcestruzzo armato.

Con riferimento alla schematizzazione della pila come oscillatore elementare, le proprietà dinamiche del modello semplificato della pila stessa, incastrata alla base, sono state identificate mediante apposite analisi numeriche svolte con il codice di calcolo *PLAXIS 3D*. Nello specifico, sono state osservate le oscillazioni libere della pila a seguito dell'applicazione e rimozione di un'azione orizzontale $F_x = 1000$ kN in corrispondenza della massa concentrata in testa alla pila. Il rapporto di smorzamento è stato introdotto mediante una formulazione alla Rayleigh, con frequenze di controllo f_m e f_n coincidenti e pari alla frequenza propria della pila $f_s = 1/T_s$. È utile ricordare che la condizione $F_{sv} = 5.5$ e $F_{se} = 0.7$ imposta per tutti gli insiemi pozzo - pila - impalcato studiati ha portato alla definizione di diversi valori di m_s e k_s in funzione dell'altezza della pila h_s , del diametro del pozzo D e del suo rapporto di snellezza H/D (Tabella 3.8 e Tabella 3.9). Quindi, il confronto tra i valori di T_s e ξ_s calcolati per un oscillatore semplice incastrato alla base e quelli previsti da *PLAXIS 3D* per una pila incastrata alla base deve essere esteso a tutti i casi considerati nella Tabella 3.8 e nella Tabella 3.9.

I risultati ottenuti per la pila di altezza $h_s = 30$ m, con valori di m_s e k_s calcolati per un pozzo di diametro $D = H = 12$ m sono riportati nella Figura 5.7 e nella Figura 5.8, in termini di spettro di Fourier e di storia temporale dello spostamento orizzontale u_x in testa alla pila. Dallo spettro di Fourier si individua una frequenza propria

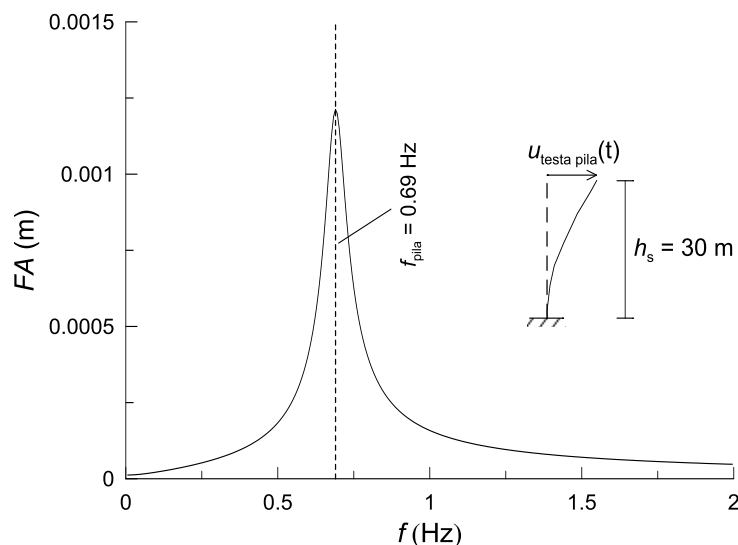


Figura 5.7. Spettro delle ampiezze di Fourier degli spostamenti orizzontali in testa alla pila nella fase di oscillazioni libere (pila associata al pozzo di dimensioni $D = H = 12$ m)

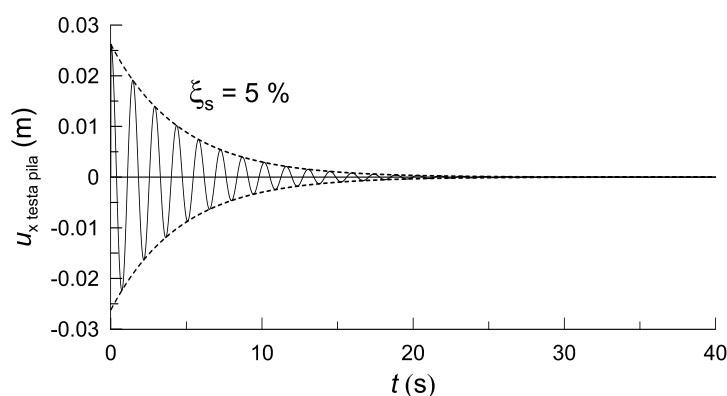


Figura 5.8. Storia temporale dello spostamento orizzontale in testa alla pila nella fase di oscillazioni libere (pila associata al pozzo di dimensioni $D = H = 12$ m)

$f_{s, \text{PLAXIS}} = 0.69$ s, ovvero un periodo $T_{s, \text{PLAXIS}} \approx 1.45$ s, molto prossimo al periodo atteso $T_s \approx 1.43$ s, con una differenza di circa l'1.7%. Il rapporto di smorzamento ottenuto mediante il metodo del decremento logaritmico è $\xi_{s, \text{PLAXIS}} = 5.008\%$, in perfetto accordo con l'*input*.

Le proprietà dinamiche ottenute per tutte le pile fondate su pozzi di diametro $D = 12$ m (Tabella 3.9) sono riportate nella Tabella 5.4.

L'accordo tra il periodo proprio e il rapporto di smorzamento attesi e quelli ottenuti dalle analisi è molto buono. Le contenute differenze riscontrate in termini di periodo proprio, ΔT_s , aumentano al diminuire dell'altezza della pila h_s : ciò è dovuto alla differenza tra le ipotesi utilizzate per descrivere il comportamento dell'elemento *beam* e

quelle alla base della teoria della linea elastica. Infatti, l'elemento *beam* viene descritto come trave deformabile a taglio (trave di Timoshenko), mentre nella teoria della linea elastica si assume che la trave sia indeformabile a taglio (trave di Eulero - Bernoulli).

Tabella 5.4. Proprietà dinamiche delle pile sostenute dai pozzi con diametro $D = 12$ m da analisi *FEM*

D (m)	H/D	h_s (m)	α_R (Hz)	β_R (s)	T_s (s)	$T_{s, PLAXIS}$ (s)	ΔT_s (%)	ξ_s (%)	$\xi_{s, PLAXIS}$ (%)	$\Delta \xi_s$ (%)
12	0.5	15	0.267	0.009	1.14	1.16	2.0	5.00	5.00	0.0
		30	0.159	0.016	1.88	1.89	0.5	5.00	5.00	0.0
		60	0.136	0.018	2.39	2.38	-0.2	5.00	5.01	0.1
	1	15	0.328	0.008	0.99	1.02	2.8	5.00	5.01	0.1
		30	0.233	0.011	1.43	1.45	1.7	5.00	5.01	0.2
		60	0.127	0.019	2.17	2.17	0.1	5.00	5.01	0.1
	2	30	0.427	0.006	0.72	0.76	4.8	5.00	5.00	0.0
		60	0.351	0.007	0.92	0.94	2.4	5.00	5.01	0.3

5.2.2 Fasi di calcolo

Modellando gli effetti della costruzione del pozzo e nell'ipotesi di pila modellata come oscillatore elementare, le fasi di calcolo considerate nelle analisi sono:

- definizione dello stato tensionale efficace iniziale con la procedura k_0 . Si definiscono le tensioni orizzontali efficaci e lo stato iniziale di tensione utilizzando i profili del coefficiente di spinta in quiete k_0 e del grado di sovraconsolidazione OCR definiti in ingresso (Figura 3.14), con superficie libera della falda a profondità $z_w = 5$ m dal piano campagna;
- applicazione drenata della deformazione volumetrica ε_v agli elementi di terreno che saranno occupati, nella fase successiva, dal pozzo di fondazione. In questa fase non sono ancora attivati gli elementi interfaccia;
- attivazione drenata del pozzo di fondazione, sostituendo il terreno sottoposto alla deformazione volumetrica con gli elementi del pozzo. Alla fine della fase sono annullati gli spostamenti;
- attivazione drenata della pila e contestuale applicazione della pressione $\sigma_z(0.5pila)$ rappresentativa della quota parte di peso non incluso nella massa concentrata in testa alla stessa. Annullamento degli spostamenti alla fine della fase;
- analisi dinamica in condizioni non drenate, in termini di tensioni efficaci, di durata T_f maggiore della durata della storia temporale delle accelerazioni di *input*, così da osservare anche le oscillazioni libere dell'intero sistema;

- fase di dissipazione delle forze d'inerzia residue all'interno del dominio mediante un *plastic nil-step*, finalizzata all'osservazione degli spostamenti permanenti a fine sisma;
- introduzione del contorno drenante al piano campagna;
- fase di consolidazione per permettere la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, con valore assoluto minimo di $\Delta u = 0.5$ kPa alla fine del processo.

Nelle analisi in cui il pozzo di fondazione è *wished - in - place*, la seconda fase di calcolo non viene svolta. Nelle analisi in cui la pila viene modellata con massa distribuita non viene applicata la distribuzione di tensioni verticali σ_z (0.5pila) alla testa del pozzo.

Il rapporto di smorzamento alla Rayleigh pari a $\xi = 1$ %, già aggiunto per i terreni di fondazione nelle analisi di risposta sismica locale, è stato introdotto anche per i materiali che definiscono il comportamento meccanico delle interfacce, del pozzo e della piastra. Le frequenze f_m e f_n , necessarie per la calibrazione di tale smorzamento, sono state ricavate utilizzando la procedura di Amorosi *et al.* (2010). I coefficienti di Rayleigh α_R e β_R così ottenuti dipendono dall'*input* sismico e verranno mostrati di volta in volta. Anche i coefficienti di Rayleigh della pila sono stati ricalcolati per ogni analisi: infatti, sono state scelte come frequenze di controllo la frequenza naturale $f_m = 1/T_{eq}$ in cui T_{eq} , fornito dalla relazione (3.25), è il periodo proprio dell'intero sistema, e la frequenza f_n , che è la prima frequenza in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione della colonna di terreno attinge valori minori dell'unità (deamplificazione del moto sismico). Il valore di f_n utilizzato per la pila è, quindi, identico a quello di tutti gli altri elementi del modello (terreno, interfacce, pozzo, piastra).

L'*input* sismico è applicato alla base del modello ($Z = 60$ m) come storia temporale delle accelerazioni. Il metodo di integrazione nel tempo delle equazioni dinamiche è il metodo implicito dell'accelerazione media di Newmark. Il passo temporale di calcolo è pari all'intervallo di acquisizione degli accelerogrammi, pari a $\Delta t = 0.01$ s per l'accelerogramma di Tolmezzo e a $\Delta t = 0.005$ s per l'accelerogramma di Assisi e di Adana.

5.3 Analisi di riferimento

In questo paragrafo vengono mostrati i risultati delle analisi dinamiche accoppiate non lineari svolte nel dominio del tempo in condizioni tridimensionali. Essi sono espressi in termini di profili di accelerazione, deformazione e spostamenti del terreno di fondazione; valori massimi e permanenti attinti dagli spostamenti e dai *drift* di impalcato, dalle rotazioni e dai cedimenti del pozzo di fondazione, e in termini delle azioni agenti sul pozzo.

Inizialmente vengono mostrati i risultati di un'analisi assunta come analisi di riferimento, l'analisi denominata "Tolmezzo_11" (Tabella 5.3).

Successivamente sono presentati i risultati dello studio parametrico, mostrando separatamente l'influenza delle diverse variabili sulla prestazione del sistema.

5.3.1 Caso di riferimento: Tolmezzo_11

Il caso di riferimento *Tolmezzo_11* si riferisce a una pila di altezza $h_s = 30$ m, descritta come un oscillatore a un grado di libertà, fondata su un pozzo di diametro $D = 12$ m e profondità $H = 12$ m ($H/D = 1$); gli effetti della costruzione del pozzo sono simulati imponendo una contrazione volumetrica $\varepsilon_v = 0.9$ % prima della sua attivazione. L'input sismico è costituito dalla registrazione accelerometrica di Tolmezzo E-W. Le caratteristiche meccaniche della pila sono riportate nella Tabella 5.5, insieme al periodo proprio dell'intero sistema T_{eq} valutato con la (3.25).

Tabella 5.5. Proprietà geometriche e meccaniche della pila considerata nell'analisi *Tolmezzo_11*

h_s (m)	L (m)	B (m)	s (m)	k_s (MN/m)	m_{pila} (Mg)	m_{imp} (Mg)	m_s (Mg)	T_s (s)	T_{eq} (s)
30	5.8	3.0	0.4	78.7	489.2	3806.0	4050.6	1.43	2.06

Si riportano prima i risultati ottenuti a seguito dell'applicazione della deformazione volumetrica ε_v e dell'attivazione della pila, che costituiscono la condizione iniziale della fase dinamica (§ 5.2.2).

5.3.1.1 Condizioni iniziali

La simulazione della costruzione per sottoescavazione del pozzo, mediante applicazione di una contrazione volumetrica ε_v al volume di terreno che sarà successivamente occupato dal pozzo di fondazione, produce una modifica dello stato tensionale a ridosso del pozzo stesso. Il profilo delle tensioni efficaci normali al pozzo σ'_n è mostrato nella Figura 5.9, insieme al profilo delle tensioni orizzontali efficaci iniziali $\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v$, in cui k_0 è il coefficiente di spinta a riposo (eq. (3.1)), e al profilo delle tensioni orizzontali efficaci nelle condizioni limite attive σ'_{ha} :

$$\sigma'_{ha} = -2c'\sqrt{k_a} + k_a \sigma'_v \quad (5.5)$$

in cui il coefficiente di spinta attiva k_a è stato calcolato con la relazione di Lancellotta (2002):

$$k_a = \left[\frac{\cos \delta}{1 + \sin \varphi'} (\cos \delta - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\theta \tan \varphi'} \quad (5.6)$$

con

$$\theta = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \right) - \delta \right] \quad (5.7)$$

dove δ è l'angolo d'attrito all'interfaccia pozzo - terreno. Per effetto della contrazione volumetrica imposta, le tensioni orizzontali efficaci a tergo dello scavo si riducono e tendono alle condizioni limite attive, in maggior misura nello strato di sabbia; alla base del pozzo, invece, le σ'_h si riducono meno rispetto al valore iniziale σ'_{h0} .

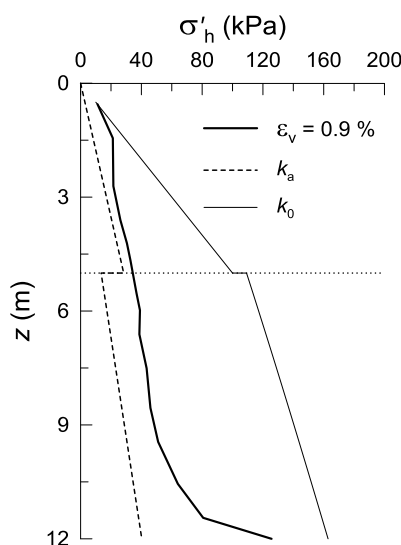


Figura 5.9. Profili delle tensioni orizzontali efficaci all'interfaccia pozzo – terreno alla fine della fase di applicazione della deformazione volumetrica ε_v

Il profilo degli spostamenti radiali u_r , adimensionalizzato rispetto alla profondità di scavo, mostra, conseguentemente, valori decrescenti di u_r con la profondità, con valori di $u_r/H = 2.2 \text{ ‰}$ a piano campagna e $u_r/H \approx 0.1 \text{ ‰}$ a fondo scavo (Figura 5.10). Il valore medio attinto è $(u_r/H)_{\text{medio}} = 1.1 \text{ ‰}$. Le isolinee del grado di mobilitazione della

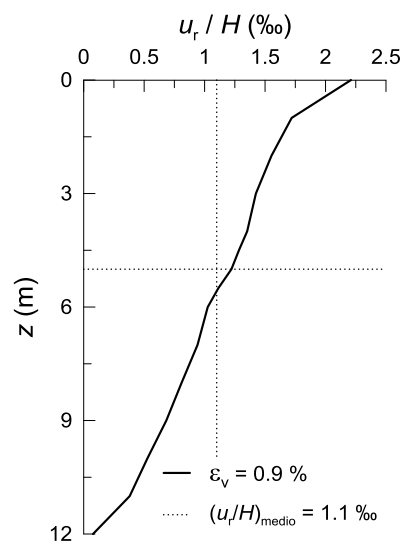


Figura 5.10. Profili degli spostamenti radiali adimensionali diretti verso l'interno del pozzo alla fine della fase di applicazione della deformazione volumetrica ε_v

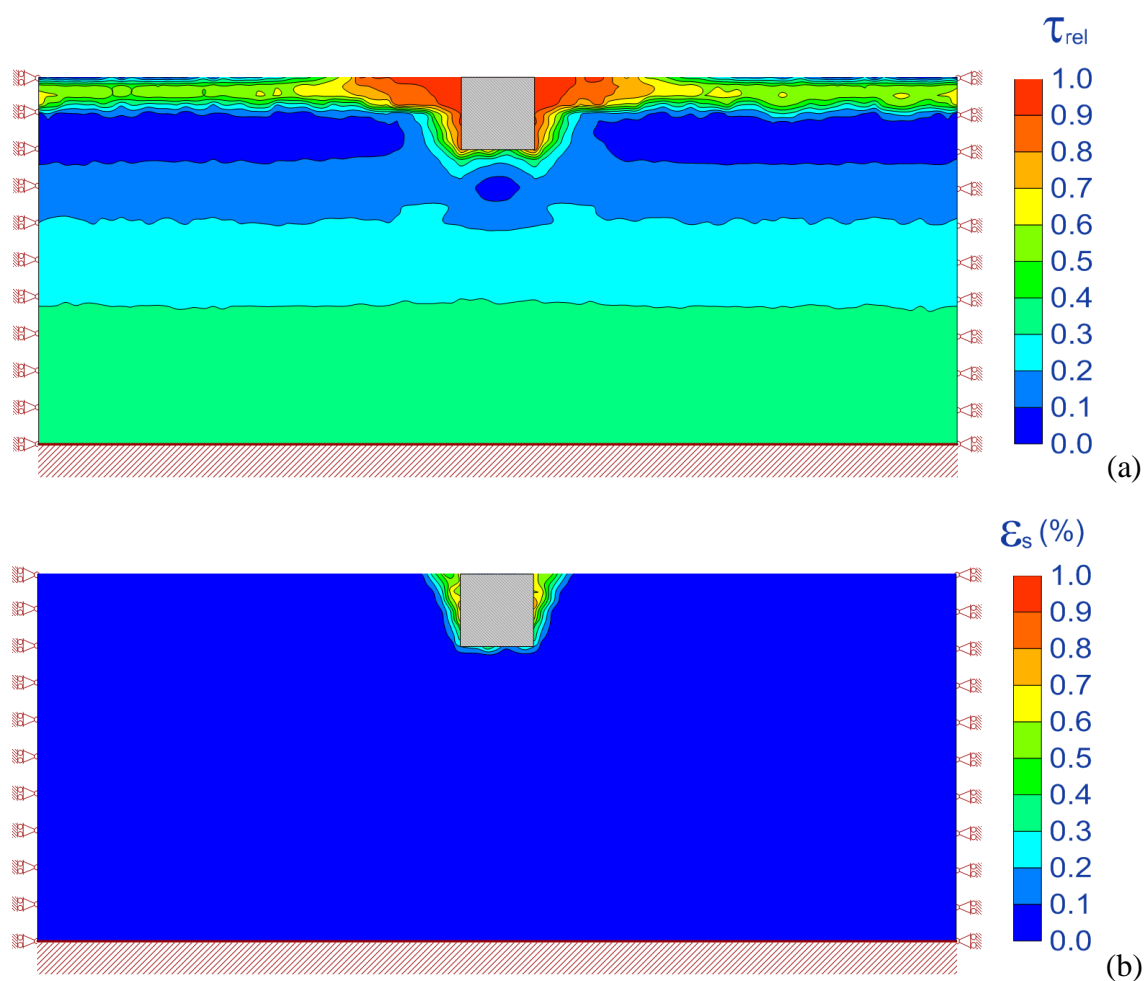


Figura 5.11. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ε_s (b) per il pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H = 12$ m alla fine della fase di applicazione della deformazione volumetrica $\varepsilon_v = 0.9\%$

resistenza al taglio τ_{rel} e della deformazione deviatorica ε_s sono mostrate nella Figura 5.11. Lungo le superfici laterali del pozzo si osserva una completa mobilitazione della resistenza al taglio ($\tau_{rel} \approx 1$), mentre alla base si hanno valori di τ_{rel} compresi tra il 60 e il 70 %; corrispondentemente, la deformazione deviatorica ε_s attinge un valore massimo pari a 0.7 % lungo le superfici laterali, pari a 0.4 % alla base.

Lo stato tensionale a ridosso del pozzo aumenta a seguito dell'attivazione, in condizioni drenate, della pila e dell'applicazione delle tensioni verticali σ_z ($0.5\sigma_{pila}$) in testa al pozzo, corrispondenti a metà del peso della pila (Figura 5.12). In particolare, le tensioni orizzontali efficaci σ'_h si incrementano di circa il 56% ($\Delta\sigma'_h = 16$ kPa). Quindi, la riduzione delle tensioni efficaci indotta dalla contrazione volumetrica permane, nonostante l'incremento prodotto dall'applicazione dei carichi.

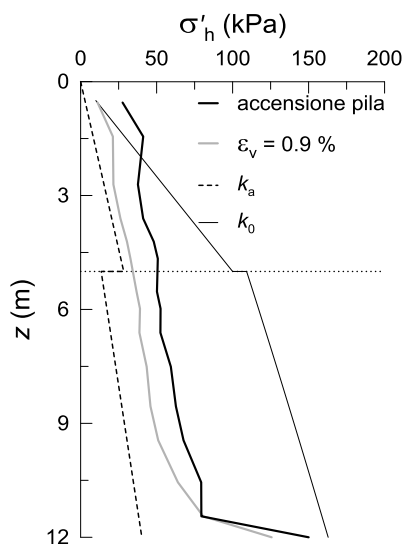


Figura 5.12. Profili delle tensioni efficaci orizzontali all'interfaccia pozzo - terreno alla fine della fase di attivazione drenata della pila e confronto con le fasi precedenti

Quanto riportato si riflette sullo stato tensio - deformativo dei terreni di fondazione a ridosso del pozzo, come è evidente dalle isolinee di τ_{rel} e ε_s riportate nella Figura 5.13. Si osserva una diminuzione del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} lungo le superfici laterali e un aumento alla base, dove vengono raggiunti valori prossimi all'unità ai bordi della fondazione. Per lo stato deformativo si giunge alle stesse conclusioni, con una diminuzione lungo la superficie laterale ed un aumento alla base, dove sono attinte deformazioni deviatoriche $\varepsilon_s \approx 0.6\%$. Dal confronto con le isolinee ottenute per lo stesso pozzo in assenza della simulazione degli effetti delle fasi costruttive (Figura 3.26) si osserva che l'effetto netto della deformazione volumetrica ε_v consiste essenzialmente in un marcato aumento del grado di mobilitazione τ_{rel} lungo le superfici laterali del pozzo, passando dal 60 all'80 %. Le deformazioni deviatoriche,

invece, aumentano alla base del pozzo, passando da $\varepsilon_{s,max} = 0.3\%$ a $\varepsilon_{s,max} = 0.6\%$ (si noti che la scala della Figura 5.13 è la metà di quella riportata nella Figura 3.26).

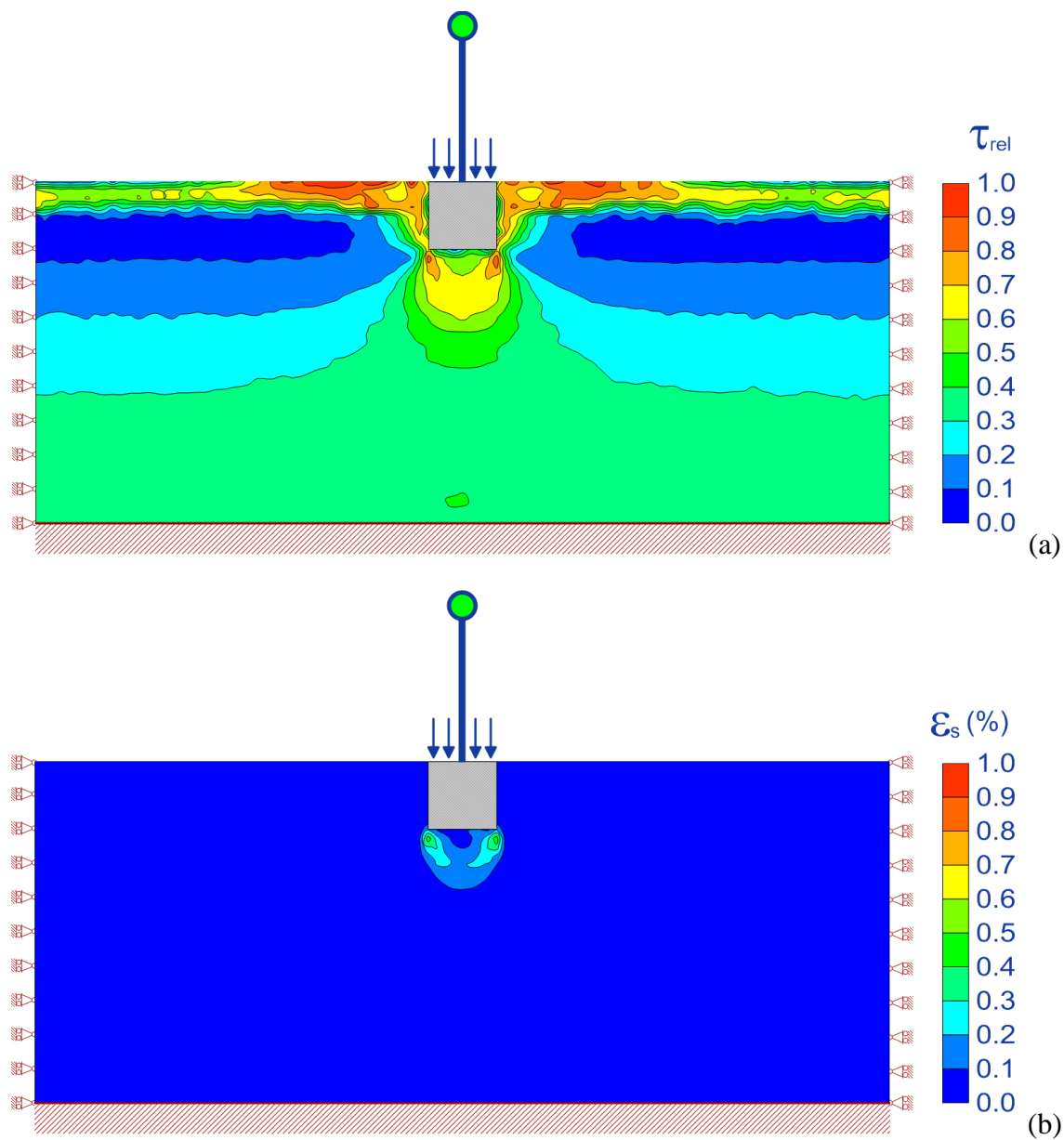


Figura 5.13. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ε_s (b) per il pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H = 12$ m a seguito dell'attivazione della pila di altezza $h_s = 30$ m

5.3.1.2 Fase dinamica

La Figura 5.14 mostra i risultati dell'analisi dinamica, in termini di profili dei massimi valori delle accelerazioni e delle deformazioni di taglio attinti durante la fase di *strong motion* (a_{\max} e γ_{\max}), e di profili delle deformazioni e degli spostamenti permanenti (γ_{perm} e u_{perm}), ottenuti lungo allineamenti posti a distanza crescente dal pozzo ($x = 7 \text{ m} \approx R$, $x = 12 \text{ m} = 2R$ e $x = 24 \text{ m} = 4R$). Questi profili sono confrontati con quelli ottenuti in condizioni di *free - field* mostrati nel § 4.3.2.

I profili di γ_{\max} e γ_{perm} ottenuti dall'analisi d'interazione mostrano valori significativamente più elevati di quelli ottenuti nelle condizioni *free - field*, in particolar modo alla base del pozzo, dove si ottiene $\gamma_{\max} = 1.3 \%$ e $\gamma_{\text{perm}} = 1.1 \%$, con deformazione irreversibili pari a circa l'80 % di quelle massime. La prevalenza di deformazioni irreversibili, e quindi di condizioni plastiche nel terreno di fondazione, si osserva fino a una profondità $z = 26 \text{ m} \approx 2.2D$. A profondità più elevate non si risente più della presenza del pozzo, e i profili di deformazione tendono a quelli osservati nelle condizioni di *free - field*. Anche il profilo di accelerazione massima adimensionale $a_{\max}/a_{\max,\text{inp}}$ mostra valori più elevati nei pressi della base del pozzo, con valori compresi tra 0.71 e 1.22 a fronte del campo 0.75 - 1 individuato nell'analisi di risposta sismica locale. Congruentemente con quanto osservato per l'andamento di γ_{perm} , gli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} mostrano valori più elevati alla base del pozzo rispetto a quelli calcolati nelle condizioni *free - field*. La configurazione deformata del pozzo a fine sisma è caratterizzata da uno spostamento in testa $u_{\text{testa pozzo}} = 3 \text{ mm}$ e un angolo di

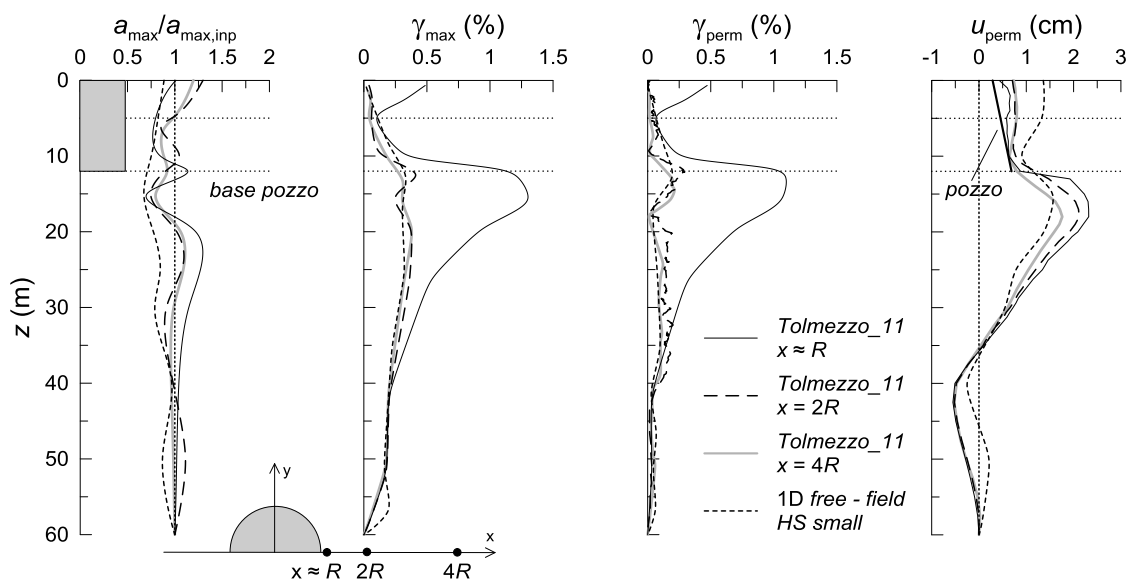


Figura 5.14. Profili del rapporto di accelerazione massima $a_{\max}/a_{\max,\text{inp}}$, delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} lungo allineamenti posti a distanza crescente dal pozzo

rotazione $\theta_{\text{pozzo}} = \theta = -0.0003 \text{ rad}$ (-0.017°), avendo assunto valori positivi di θ per rotazioni in senso orario. All'aumentare della distanza dal pozzo, i profili calcolati nelle analisi di interazione tendono a quelli ottenuti nelle condizioni *free - field*: gli effetti dell'interazione svaniscono più velocemente in termini di valori massimi e permanenti delle deformazioni di taglio, rispetto a quanto si osserva per i valori massimi delle accelerazioni orizzontali e per i valori permanenti degli spostamenti orizzontali.

Gli effetti dell'interazione e del comportamento non lineare, irreversibile dei terreni di fondazione consistono in una modifica nelle ordinate spettrali nel terreno e alla testa del pozzo di fondazione. Nello specifico, nella Figura 5.15, Figura 5.16 e Figura 5.17 sono mostrati gli spettri di risposta in accelerazione ottenuti considerando gli accelerogrammi calcolati dalle analisi, nel terreno alla profondità $z = 5 \text{ m}$, in testa al pozzo e in testa alla pila (spettro di risposta locale): questi sono confrontati con gli spettri ottenuti dall'analisi di risposta sismica svolta in condizioni di *free - field*. La Figura 5.15 mostra il confronto tra gli spettri di risposta calcolati a 5 m di profondità dal piano campagna: per effetto della plasticizzazione del terreno si osserva una diminuzione delle ordinate spettrali nel campo di periodi compreso tra 0 e 2 s. Tale riduzione è leggermente più marcata in corrispondenza dell'intervallo definito dai periodi propri del deposito. Nello specifico, in corrispondenza di tale intervallo (" T_0 terreni di fondazione" in figura) si ottiene $S_a = 0.63 \text{ g}$ dall'analisi di interazione *Tolmezzo_11* e $S_a = 0.70 \text{ g}$ dall'analisi di risposta sismica locale in condizioni di *free - field*. In corrispondenza del secondo periodo proprio della colonna di terreno ($T \approx 0.5 \text{ s}$) si ottiene $S_{a_{\text{max}}} = 1.27 \text{ g}$ nell'analisi di interazione e $S_{a_{\text{max}}} = 1.45 \text{ g}$ nell'analisi in condizioni di *free - field*.

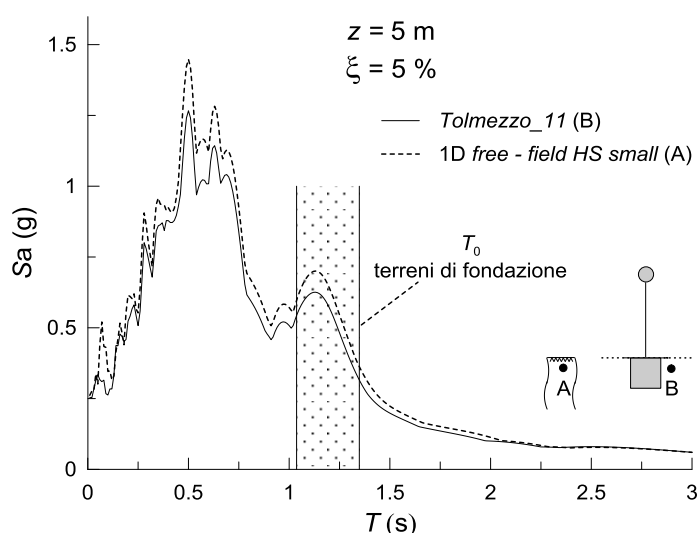


Figura 5.15. Spettri di risposta in accelerazione ottenuti alla profondità $z = 5 \text{ m}$ dall'analisi *Tolmezzo_11* ($D = 12 \text{ m}$, $H/D = 1$ e $h_s = 30 \text{ m}$) e dall'analisi di risposta sismica locale *FEM* svolta in condizioni *free - field* con *HS small*

Diminuzioni delle ordinate spettrali ancora più pronunciate si osservano in testa al pozzo (Figura 5.16) passando da $S_{a_{max}} = 1.55 g$ in condizioni *free - field* al piano campagna a un valore $S_{a_{max}} = 1.28 g$ in testa al pozzo. In ultimo, nella Figura 5.17 si osservano ordinate spettrali in testa alla pila notevolmente ridotte rispetto a quelle ottenute in testa al pozzo, con un'accelerazione di ancoraggio $S_a (T = 0) = 0.11 g$ e un valore massimo $S_{a_{max}} = 0.60 g$ calcolato in corrispondenza dell'intervallo dei periodi propri della colonna di terreno.

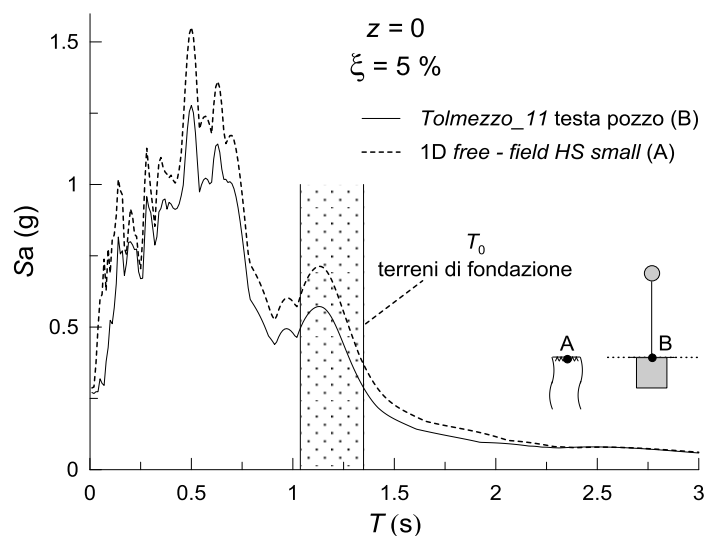


Figura 5.16. Spettri di risposta in accelerazione ottenuti alla testa del pozzo e al piano campagna nell'analisi di risposta sismica locale *free - field FEM HS small*

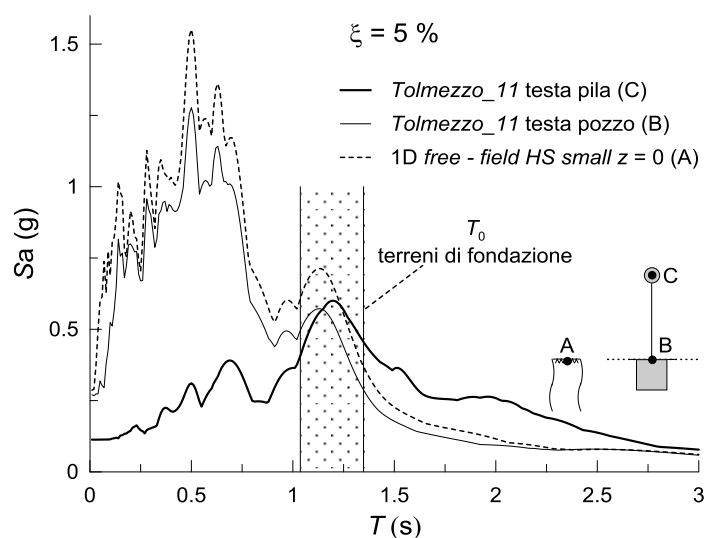


Figura 5.17. Spettri di risposta in accelerazione ottenuti alla testa della pila (spettro locale) e del pozzo e al piano campagna nell'analisi di risposta sismica locale *free - field FEM HS small*

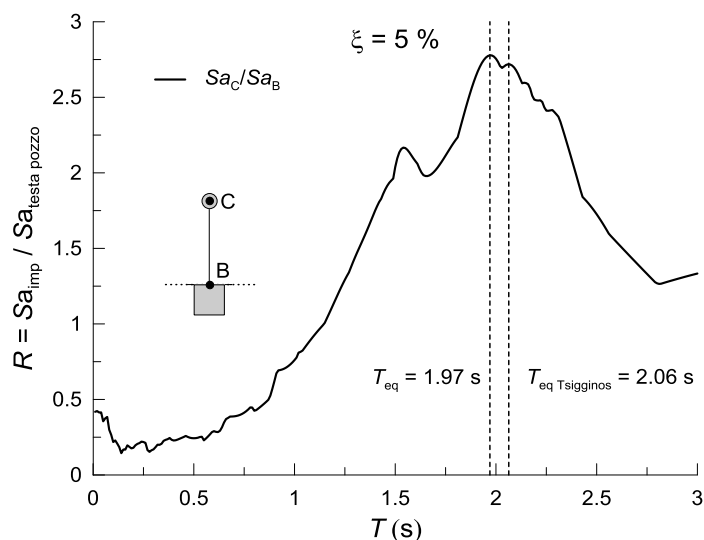


Figura 5.18. Rapporto tra le ordinate spettrali in corrispondenza dell'impalcato (spettro locale) e alla testa del pozzo

Dal rapporto spettrale $R = Sa_{\text{testa pila}}/Sa_{\text{testa pozzo}}$ (Figura 5.18) si ottiene una stima del periodo proprio dell'intero sistema (Elia e Rouainia, 2013) $T_{\text{eq}} = 1.97$ s, in corrispondenza del quale viene attinto il valore massimo $R_{\text{max}} = 2.78$. Il periodo proprio così ottenuto è in ottimo accordo con quello stimato dalla relazione di Tsigginos *et al.* (2008), pari a $T_{\text{eq Tsigginos}} = 2.06$ s, con una differenza di circa il 4 %.

Le storie temporali degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni calcolate in testa al pozzo e alla pila sono mostrate nella Figura 5.19. Si osservano spostamenti orizzontali massimi dell'impalcato e della testa del pozzo pari, rispettivamente, a 6.3 cm e 6.9 cm. I valori permanenti attinti sono invece piuttosto ridotti e pari a 0.7 e 0.3 cm. La storia temporale della rotazione θ del pozzo di fondazione è stata ottenuta attraverso la relazione

$$\theta(t) = \frac{u_{\text{testa pozzo}}(t) - u_{\text{base pozzo}}(t)}{H} \quad (5.8)$$

La massima rotazione attinta durante il sisma risulta pari a $\theta_{\text{max}} = 0.002$ rad (0.11°), mentre quella a fine sisma è $\theta_{\text{perm}} = 0.0003$ rad (0.017°): questi valori corrispondono a un'inclinazione della pila, assunta rigida, pari a $i_{\text{max}} = \tan(\theta_{\text{max}}) = 2$ ‰ e $i_{\text{perm}} = \tan(\theta_{\text{perm}}) = 0.3$ ‰. I valori massimi e permanenti sono intesi in valore assoluto.

Come indici di prestazione del sistema possono essere considerati i valori massimi e permanenti dello spostamento relativo (*drift*) u_{rel} dell'impalcato rispetto alla base della pila: esso è definito come (Zafeirakos e Gerolymos, 2013)

$$u_{\text{rel}}(t) = u_{\text{imp}}(t) - u_{\text{testa pozzo}}(t) = \theta(t) \cdot h_s + u_{\text{flex}}(t) \quad (5.9)$$

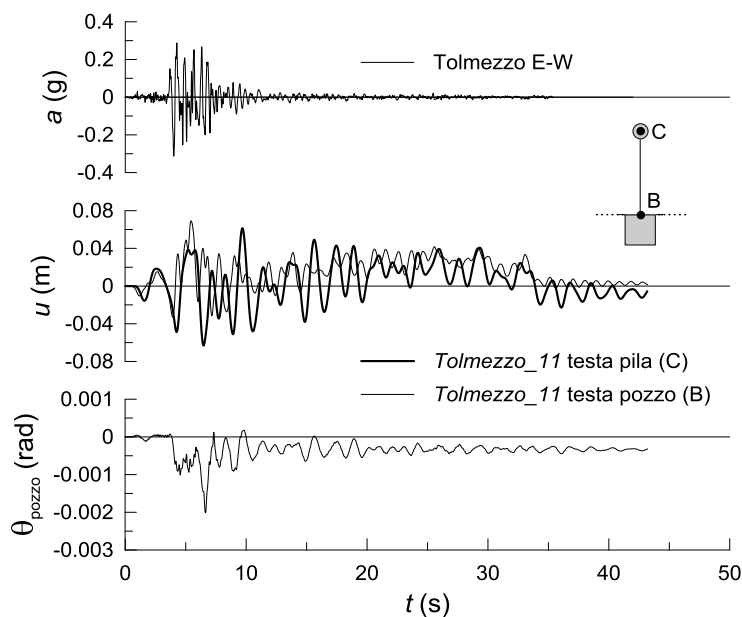
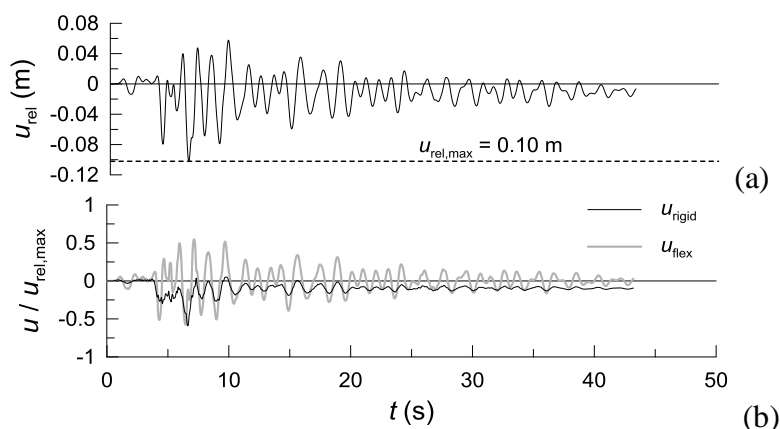


Figura 5.19. Storie temporali di spostamenti orizzontali e rotazioni

in cui u_{imp} e $u_{testa\ pozzo}$ sono gli spostamenti orizzontali dell'impalcato e della testa del pozzo, θ è l'angolo di rotazione del pozzo e u_{flex} è la componente di spostamento dovuta all'inflexione della pila, cioè la porzione di spostamento che induce sollecitazioni nella pila stessa. Lo spostamento relativo u_{rel} è, quindi, somma di due contributi: una componente rigida $u_{rigid} = \theta \cdot h_s$ e una flessionale u_{flex} . Nella Figura 5.20 a) è riportata la storia temporale di u_{rel} , mentre nella Figura 5.20 b) sono riportate le storie temporali di u_{rigid} e u_{flex} , adimensionalizzati rispetto al valore massimo attinto $u_{rel,max} = 10.2$ cm ($u_{rel,max}/h_s = 3.4$ ‰). I due contributi mostrano andamenti simili, con valori massimi confrontabili e pari a circa il 60 % di $u_{rel,max}$. Come evidenziato da Zafeirakos e Gerolymos (2013), ciò indica che il comportamento non lineare dei terreni di fondazione, con sviluppo di deformazioni irreversibili, incrementa gli spostamenti dell'impalcato, ma non è prevalente rispetto alla componente flessionale della pila.


 Figura 5.20. Storie temporali del *drift* di impalcato (a) e delle componenti rigida u_{rigid} e flessionale u_{flex} adimensionalizzate rispetto al valore massimo del *drift* (b)

Nella Figura 5.21 sono rappresentate le storie temporali delle azioni trasmesse in testa al pozzo: $N_{\text{testa pozzo}}$, Q_s e M_s . Si osservano valori massimi di $Q_{s,\text{max}} = 4.5 \text{ MN}$ e $M_{s,\text{max}} = 134.1 \text{ MN}\cdot\text{m}$: questi sono circa la metà dei valori calcolati in condizioni pseudostatiche imponendo la condizione $F_{Se} = 0.7$ (Tabella 3.11).

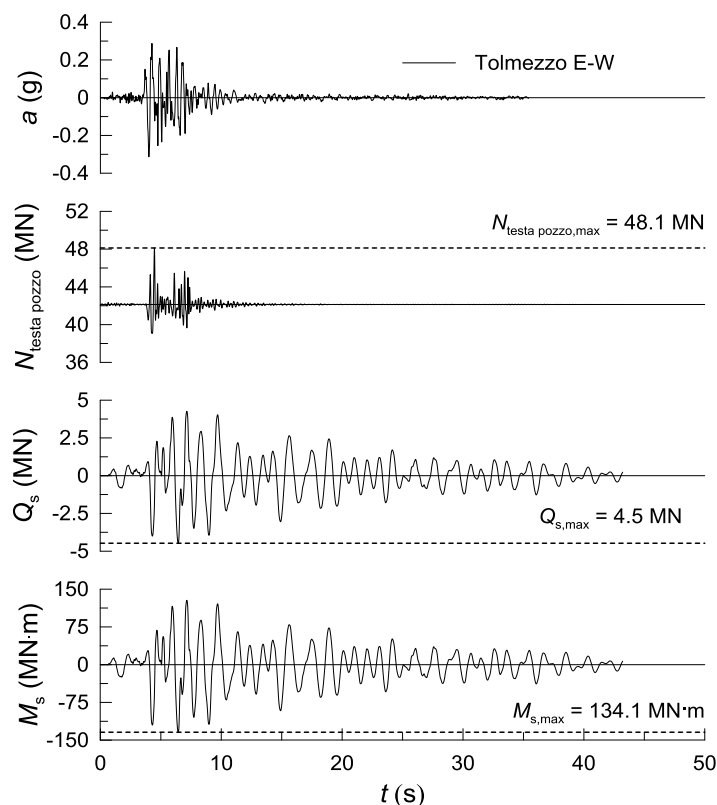


Figura 5.21. Storie temporali delle azioni agenti in testa al pozzo

Il coefficiente di sicurezza calcolato utilizzando i valori massimi delle azioni ottenute durante il sisma è quindi più elevato, e vale $F_{Se} = 3.17$: è da evidenziare che il coefficiente F_{Se} , valutato con la (3.5), è calcolato in condizioni drenate, mentre l'analisi dinamica 3D è stata svolta ipotizzando condizioni non drenate per i terreni di fondazione. I valori massimi e permanenti degli spostamenti e delle rotazioni sono riassunti nella Tabella 5.6. Poiché il legame costitutivo della pila è visco - elastico lineare, è $u_{\text{flex,perm}} = 0$ e, quindi, $u_{\text{rel,perm}}/h_s = \tan(\theta_{\text{perm}})$; inoltre, per ridotti valori di θ si ha $\theta \approx \tan(\theta) = i$.

Tabella 5.6. Spostamenti orizzontali e rotazioni in valore assoluto ottenuti nell'analisi *Tolmezzo_11*

Valori	u_{imp} (cm)	u_{rel} (cm)	$u_{\text{testa pozzo}}$ (cm)	θ (rad)	u_{rel}/h_s (‰)	$i = \tan(\theta)$ (‰)
massimi	6.3	10.2	6.9	0.0020	3.4	2.0
permanenti	0.7	1.0	0.3	0.0003	0.3	0.3

Il valore permanente a fine sisma dello spostamento relativo $u_{rel,perm}$ è maggiore di quello permanente della testa della pila $u_{imp,perm}$. Ciò perchè lo spostamento orizzontale permanente della testa del pozzo $u_{testa\ pozzo, perm}$ è di segno opposto allo spostamento orizzontale dell'impalcato. Infatti, come mostrato nella Figura 5.22, la storia temporale dello spostamento orizzontale $u_{testa\ pozzo}$ è in opposizione di fase rispetto al *drift* u_{rel} (angolo di sfasamento $\phi = 180^\circ$) per effetto dello sfasamento temporale tra la rotazione θ e la traslazione del pozzo $u_{testa\ pozzo}$. Ciò è congruente con una maggiore dissipazione di energia nel terreno per lo sviluppo di deformazioni plastiche con conseguente incremento del rapporto di smorzamento isteretico ξ .

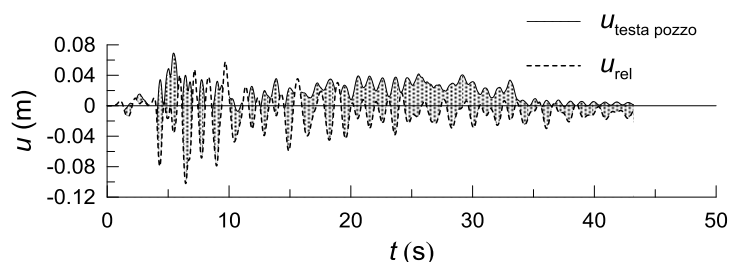


Figura 5.22. Sfasamento tra le storie temporali di $u_{testa\ pozzo}$ e il *drift* u_{rel}

Nella Figura 5.23 sono diagrammati i cicli d'isteresi descritti durante l'analisi dinamica sul piano $M_s - \theta$, dove M_s è la coppia agente in testa al pozzo M_s e θ è la rotazione del pozzo. Si osserva una forte escursione in campo non lineare che contribuisce alla dissipazione di energia per smorzamento isteretico dei terreni di fondazione, alla quale seguono cicli più ristretti intorno alla rotazione permanente del pozzo $\theta_{perm} = -0.0003$ rad.

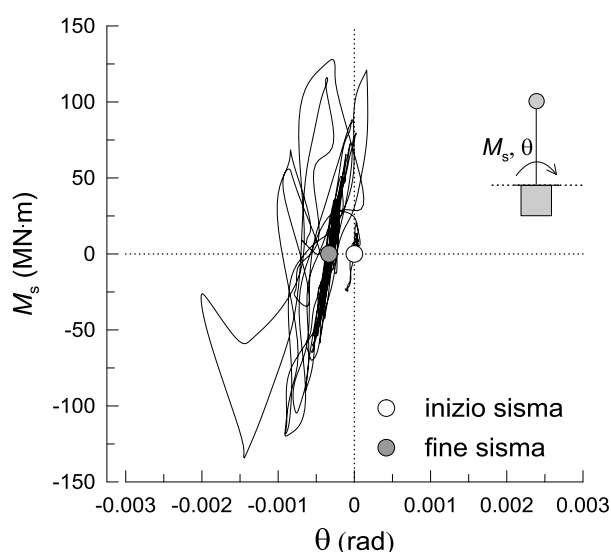


Figura 5.23. Cicli momento M_s - rotazione del pozzo θ

Il cedimento del pozzo w è diagrammato in funzione della rotazione nella Figura 5.24: esso attinge un valore massimo $w_{\max} = 5$ cm, scontato prevalentemente nella fase in cui viene calcolata la massima rotazione del pozzo. Tale cedimento risulta dalle deformazioni irreversibili indotte dal sisma e può ritenersi ancora ammissibile a fronte della forte intensità dell'evento sismico considerato (Zafeirakos e Gerolymos, 2013).

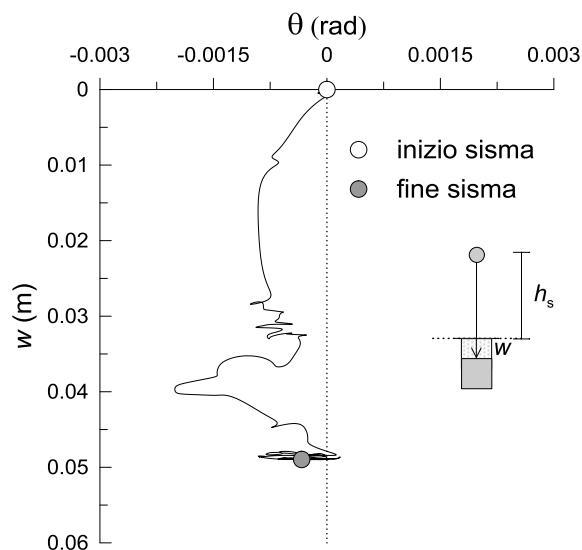


Figura 5.24. Cedimento w in funzione della rotazione del pozzo θ

Le massime azioni sul pozzo e i massimi spostamenti vengono calcolati durante la fase di *strong motion*, in cui viene rilasciata la maggior parte dell'energia del sisma (Figura 5.25). Infatti, nel periodo di tempo in cui si sviluppa il 90 % dell'intensità di Arias vengono raggiunte le massime accelerazioni orizzontali in testa alla pila e si manifestano accelerazioni verticali altrimenti nulle per il resto della durata dell'evento sismico. Il contenuto in frequenza della storia temporale delle accelerazioni verticali è notevolmente più elevato di quello riscontrato per le accelerazioni orizzontali. Nello stesso intervallo di tempo si sviluppano anche sovrappressioni interstiziali Δu positive alla base del pozzo che, normalizzate rispetto alla tensione verticale totale $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$ agente alla base del pozzo, in cui σ_{v0} è la tensione verticale totale agente nelle condizioni litostatiche e $\Delta\sigma_v$ è l'incremento di tensione verticale dovuto al peso proprio del pozzo e della sovrastruttura, presentano valori massimi e permanenti pari a 0.47 e 0.36. Il manifestarsi di sovrappressioni interstiziali Δu e di accelerazioni verticali a_z a fronte di un *input* sismico costituito da sole onde S che si propagano verticalmente è causato dall'accoppiamento tra le tensioni deviatoriche e le deformazioni volumetriche in campo elasto - plastico del terreno.

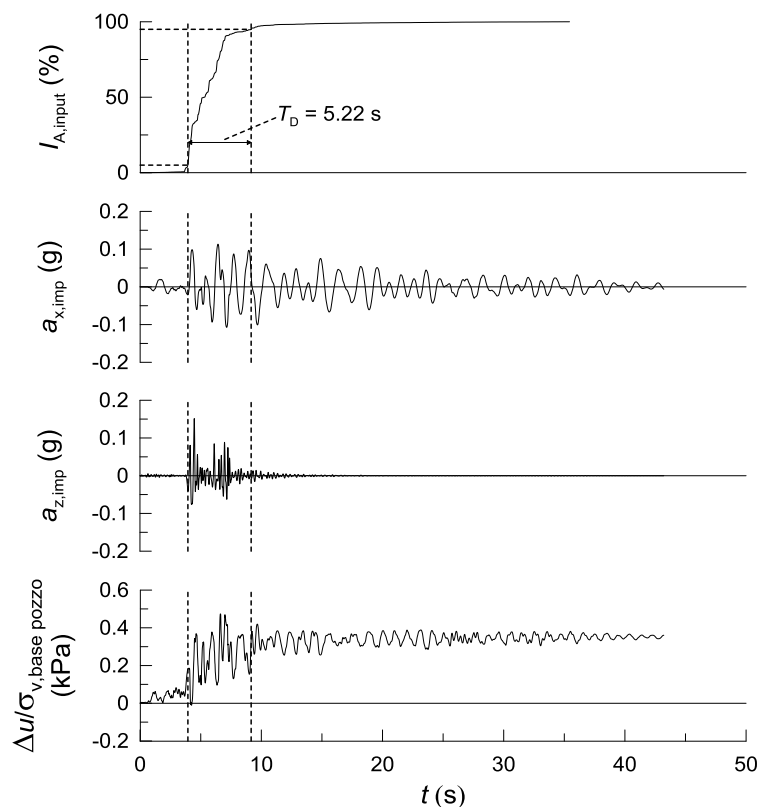


Figura 5.25. Storie temporali dell'intensità di Arias dell'*input*, delle accelerazioni della testa della pila e delle sovrappressioni interstiziali normalizzate rispetto alla tensione verticale totale alla base del pozzo di fondazione

Nella Figura 5.26 e nella Figura 5.27 sono riportate le isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} e della deformazione deviatorica ϵ_s , per l'istante t in cui si raggiunge la massima accelerazione al piano campagna in prossimità del pozzo ($t = 4.54$ s) e alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia. All'istante $t = 4.54$ s la distribuzione di τ_{rel} lungo la superficie laterale e alla base del pozzo è congruente con una rotazione del pozzo in senso antiorario: le deformazioni deviatoriche massime raggiungono valori compresi tra 0.7 e 0.8 % agli spigoli della base del pozzo. A fine sisma si osservano valori di τ_{rel} compresi tra 0.8 e 1 alla base del pozzo e valori più ridotti (0.4 ÷ 0.5); le deformazioni ϵ_s si incrementano invece agli spigoli della fondazione, raggiungendo valori massimi pari a 2.5 % (fuori scala nella rappresentazione per permettere di osservare le altre isolinee). L'aumento delle deformazioni rispetto all'istante $t = 4.54$ s è dovuto al fatto che tale istante si colloca all'inizio della fase significativa dell'*input* sismico.

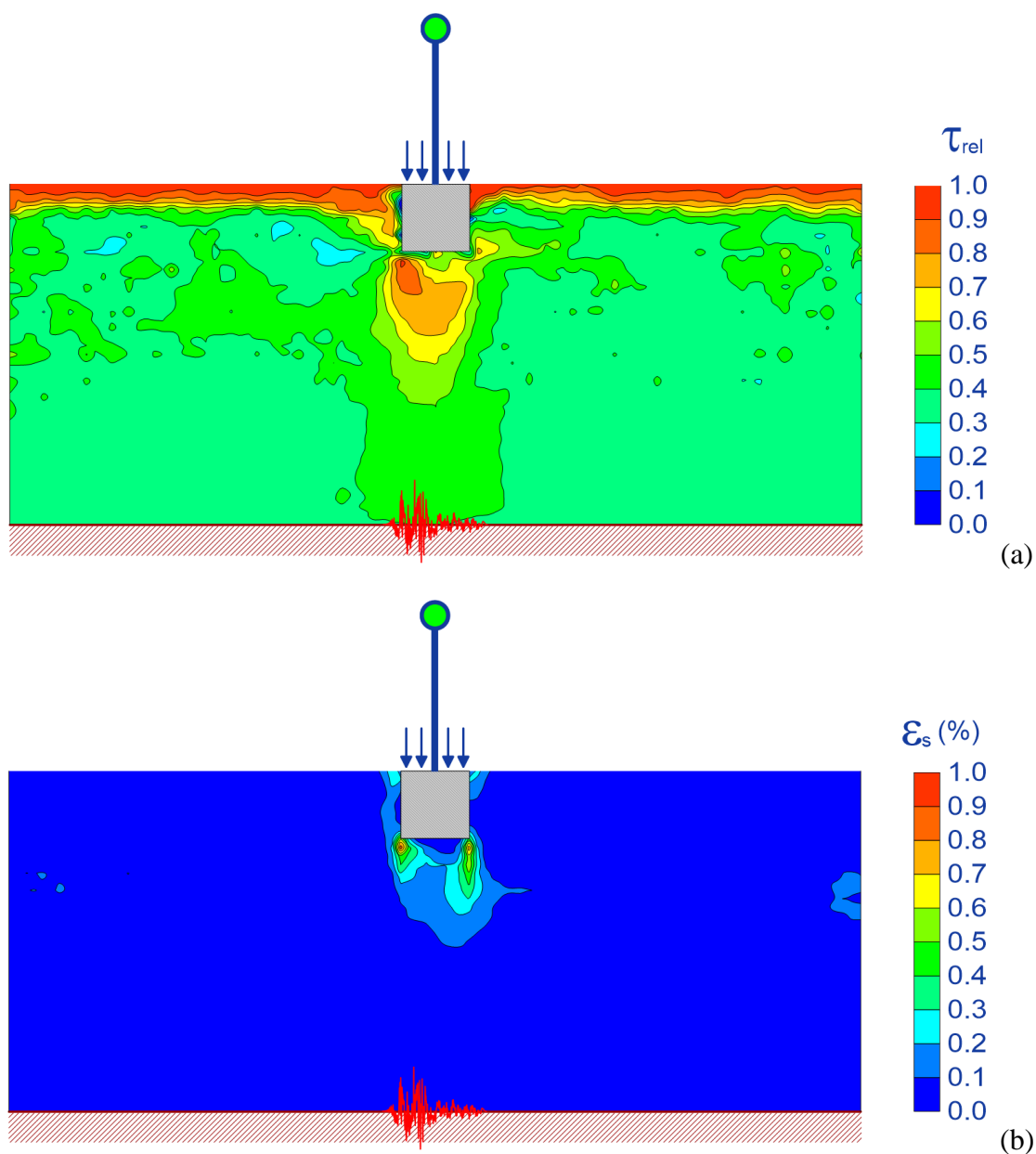


Figura 5.26. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) nell'istante in cui è $a(z=0) = \max$, $t = 4.54$ s

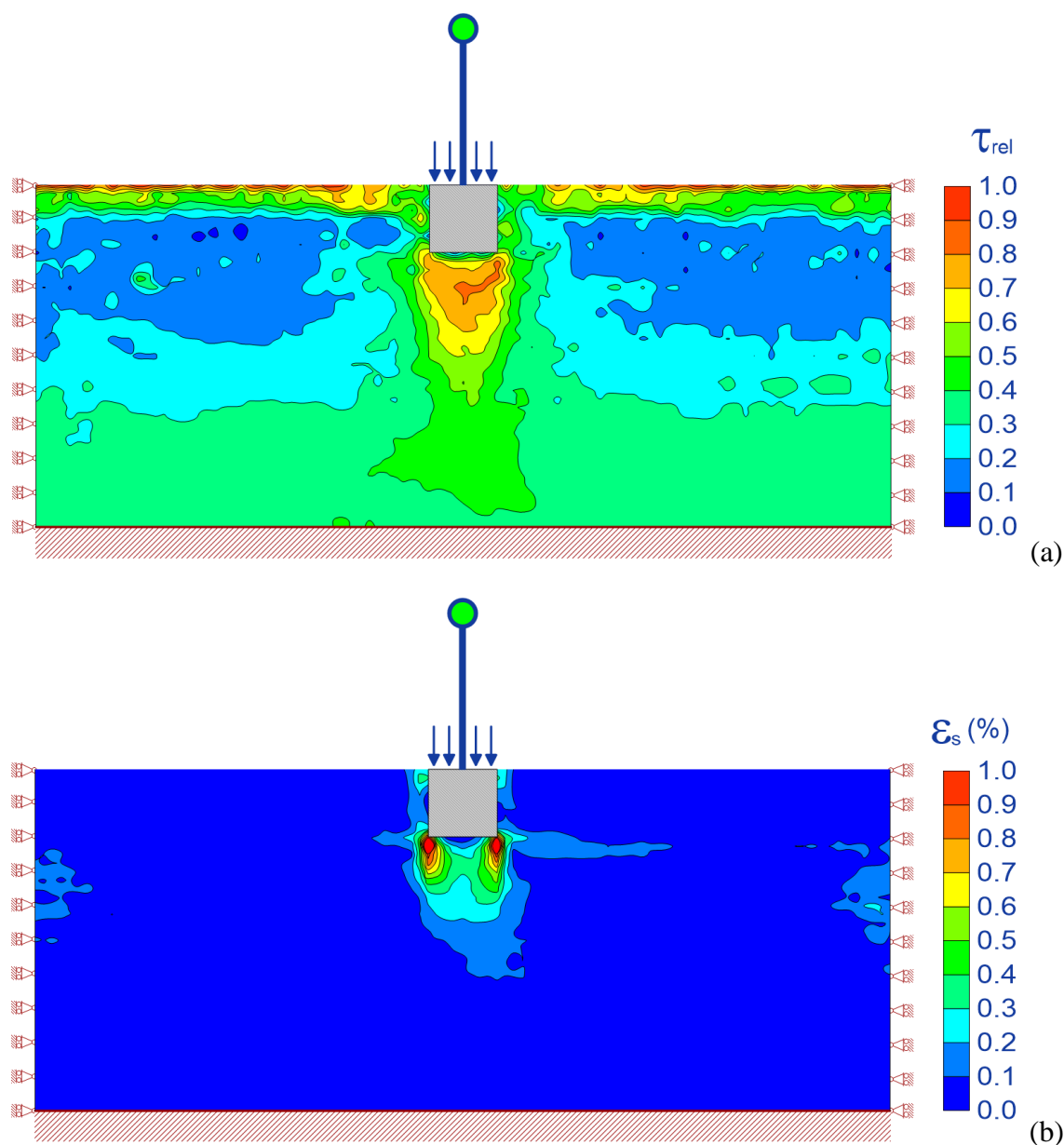


Figura 5.27. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia

5.3.1.3 Fase di consolidazione

Al termine dell'analisi dinamica e della fase di dissipazione delle forze d'inerzia residue sono state condotte analisi di consolidazione, per permettere la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali Δu calcolate nell'analisi dinamica, svolta in condizioni non drenate. Nonostante i valori non trascurabili di Δu (Figura 5.25) l'incremento di spostamenti orizzontali e verticali calcolati a fine consolidazione è modesto e dell'ordine del mm, e quindi trascurabile rispetto ai valori attinti a fine sisma. Tale risultato è stato ottenuto per tutte le trentanove analisi condotte, e non è quindi ripreso nel seguito.

5.4 Influenza della geometria del sistema

In questo paragrafo vengono mostrati i risultati delle analisi svolte, a parità di *input* sismico (Tolmezzo E-W), variando la geometria del sistema (Tabella 5.3). Anche in queste analisi, gli effetti delle fasi costruttive del pozzo vengono simulate applicando una contrazione volumetrica al volume di terreno occupato dal pozzo, prima della sua attivazione ($\varepsilon_v \neq 0$), e la sovrastruttura pila - impalcato è assimilata a un oscillatore ad un grado di libertà ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 0$) (Tabella 5.7).

Tabella 5.7. Valori assunti per i parametri nelle analisi numeriche “Tolmezzo_n”

nome analisi	D (m)	H/D	h_s (m)	ε_v (%)	$\gamma_{\text{fusto pila}}$ (kN/m ³)	segnale di input			
Tolmezzo_1	8	0.5	30	0.45	0	Tolmezzo E-W			
Tolmezzo_2		1	30	0.90	0	Tolmezzo E-W			
Tolmezzo_3		60	15	1.80	0	Tolmezzo E-W			
Tolmezzo_4		2							
Tolmezzo_5		30							
Tolmezzo_6		60	12	15	0.45	0	Tolmezzo E-W		
Tolmezzo_7	0.5								
Tolmezzo_8	30								
Tolmezzo_9	60								
Tolmezzo_10	1	0.90						0	Tolmezzo E-W
Tolmezzo_11	30								
Tolmezzo_12	60	1.80	0	Tolmezzo E-W					
Tolmezzo_13	2								
Tolmezzo_14	30								

Le proprietà geometriche e meccaniche delle pile sono state ricavate nel § 3.2.3 e sono riportate nella Tabella 3.8 e nella Tabella 3.9.

I diversi sistemi pila - pozzo - terreno sono caratterizzati da valori confrontabili del grado di mobilitazione iniziale della resistenza al taglio (Tabella 3.15); anche lo stato di deformazione di partenza è simile per i diversi sistemi, come discusso nel § 3.3.3. Nel seguito si valuta l’influenza sul comportamento del sistema dell’altezza della pila h_s , del rapporto di snellezza H/D e del diametro D del pozzo.

5.4.1 Influenza dell’altezza della pila h_s

L’influenza dell’altezza della pila h_s sulla prestazione dei sistemi considerati viene inizialmente illustrata confrontando i risultati delle analisi con pozzo di diametro $D = 12$ m e rapporto di snellezza $H/D = 1$, nelle quali sono state assunte pile di altezza $h_s = 15, 30$ e 60 m (analisi *Tolmezzo_10*, *Tolmezzo_11* e *Tolmezzo_12*).

Nella Figura 5.28 sono mostrati i profili del rapporto di accelerazione massima $a_{\text{max}}/a_{\text{max, inp}}$, della deformazione di taglio massima γ_{max} e permanente γ_{perm} e dello

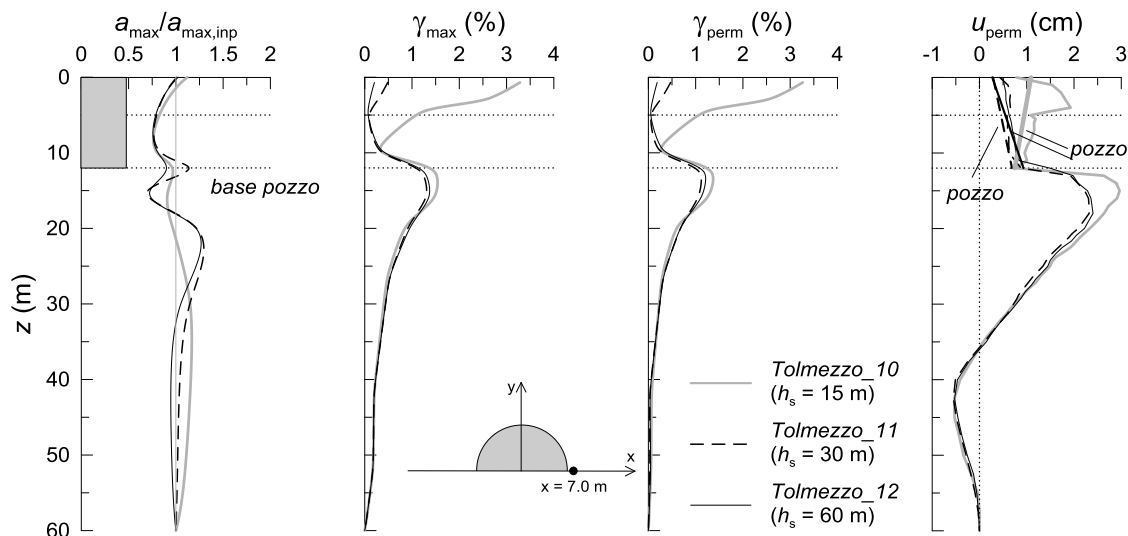


Figura 5.28. Profili del rapporto di accelerazione massima $a_{\max}/a_{\max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} al variare di h_s ($D = 12$ m, $H/D = 1$)

spostamento orizzontale permanente u_{perm} . Sebbene il profilo delle accelerazioni massime non presenti accentuate differenze al variare dell'altezza della pila, i profili della deformazione di taglio mostrano un elevato incremento in prossimità del piano campagna per la pila più bassa ($h_s = 15$ m), sia in termini di valori massimi che in termini di valori permanenti. Nel dettaglio, per $h_s = 15$ m la deformazione di taglio γ a piano campagna è pari a $\gamma_{\max} = \gamma_{perm} = 3.3$ %. I profili delle deformazioni di taglio non dipendono, invece, dall'altezza della pila a partire dalla profondità della base del pozzo ($z \approx 12$ m). Congruentemente con quanto osservato per le deformazioni, i massimi valori dello spostamento orizzontale permanente si ottengono per un'altezza della pila $h_s = 15$ m. In prossimità del pozzo, lo spostamento permanente è pari a 0.8 cm a piano campagna e a 2.9 cm alla base del pozzo. La configurazione finale del pozzo presenta spostamenti orizzontali della base poco variabili con l'altezza della pila e pari a $u_{base\ pozzo} \approx 0.8$ cm; allo stesso modo, il valore assoluto dell'angolo di rotazione θ_{perm} varia poco con l'altezza della pila, e assume valori pari a 0.0003 rad per $h_s = 15$ m e 0.0005 rad per $h_s = 60$ m. Per $h_s = 15$ m, tuttavia, il segno dell'angolo di rotazione θ_{perm} è positivo, al contrario di quanto osservato per gli altri due casi: ne risulta uno spostamento orizzontale della testa del pozzo $u_{testa\ pozzo} = 1$ cm, a fronte degli 0.3 cm ottenuti per le altre due pile. Quindi, per la pila più bassa si sono calcolate le maggiori deformazioni di taglio e i maggiori spostamenti orizzontali.

Le maggiori deformazioni osservate per la pila bassa ($h_s = 15$ m) risultano in una riduzione delle ordinate spettrali in testa al pozzo, come mostrato nella Figura 5.29; la riduzione è maggiore in prossimità dei primi due modi fondamentali della colonna di terreno, i cui periodi sono rispettivamente pari a 1.15 e 0.50 s. Nello specifico,

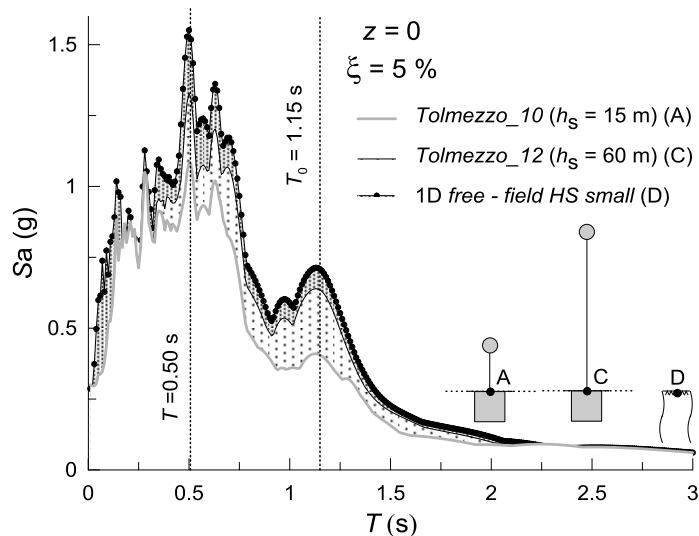


Figura 5.29. Spettri di risposta elastici alla testa del pozzo al variare di h_s e confronto con lo spettro ottenuto al piano campagna in condizioni di *free - field* ($D = 12$ m, $H/D = 1$)

l'ordinata spettrale massima in testa al pozzo è pari a $Sa_{\max} = 1.08$ g per la pila con altezza $h_s = 15$ m e a $Sa_{\max} = 1.33$ g per $h_s = 60$ m. La pila di altezza $h_s = 30$ m si pone in una posizione intermedia, con $Sa_{\max} = 1.33$ g. L'ordinata spettrale massima al piano campagna nelle condizioni di *free - field* è pari invece a 1.55 g: si ha, quindi, una riduzione del 30 % per la pila di altezza $h_s = 15$ m e del 15 % per la pila di altezza $h_s = 60$ m. La riduzione delle ordinate spettrali, quindi, raddoppia al diminuire dell'altezza della pila: ciò è causato principalmente dallo sviluppo di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione, che contribuisce a limitare superiormente le azioni trasmesse alla sovrastruttura. Sebbene la diminuzione delle ordinate spettrali sia da attribuire principalmente alla plasticizzazione dei terreni di fondazione, è da notare che parte della riduzione è anche causata da effetti di natura cinematica (§ 2.2.1.1), che sono prevalenti nel caso della pila alta.

Le storie temporali delle accelerazioni orizzontali in testa alla pila mostrano valori decrescenti al crescere di h_s (Figura 5.30): si osservano valori massimi pari a $a_{\text{imp,max}} = 0.23$ g per $h_s = 15$ m e $a_{\text{imp,max}} = 0.06$ g per $h_s = 60$ m.

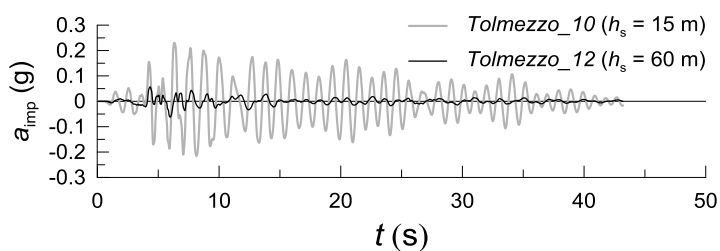


Figura 5.30. Storie temporali delle accelerazioni orizzontali in testa alla pila al variare di h_s , per il pozzo di diametro $D = 12$ m e rapporto di snellezza $H/D = 1$

I corrispondenti spettri elastici di risposta locali sono diagrammati nella Figura 5.31: per periodi compresi tra 0 e 1.5 s, le ordinate spettrali calcolate per la pila di altezza $h_s = 15$ m sono circa 2 volte maggiori di quelle ottenute per $h_s = 30$ m e tra le 4 e le 7 volte maggiori di quelle ottenute per $h_s = 60$ m. Il picco dello spettro di risposta si osserva in tutti e tre i casi in corrispondenza del periodo fondamentale della colonna di terreno, $T_0 = 1.15$ s; i valori di picco, tuttavia, sono notevolmente diversi al variare di h_s : $S_{a_{max}} = 1.47$ g per la pila con altezza $h_s = 15$ m, $S_{a_{max}} = 0.60$ g per $h_s = 30$ m e $S_{a_{max}} = 0.20$ g per $h_s = 60$ m.

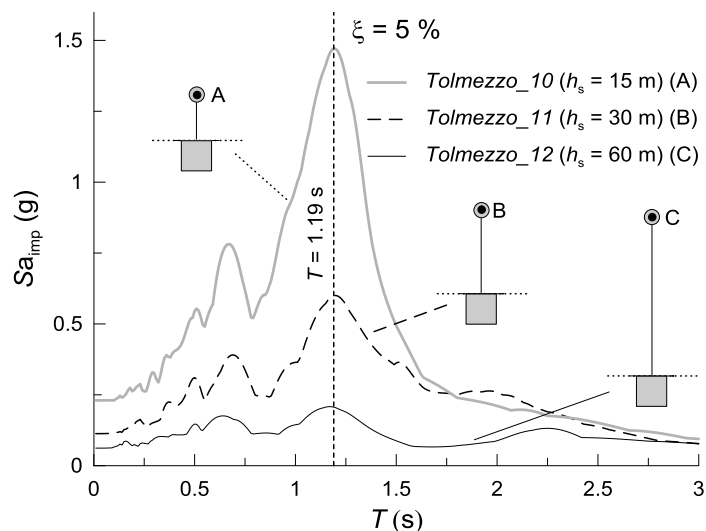
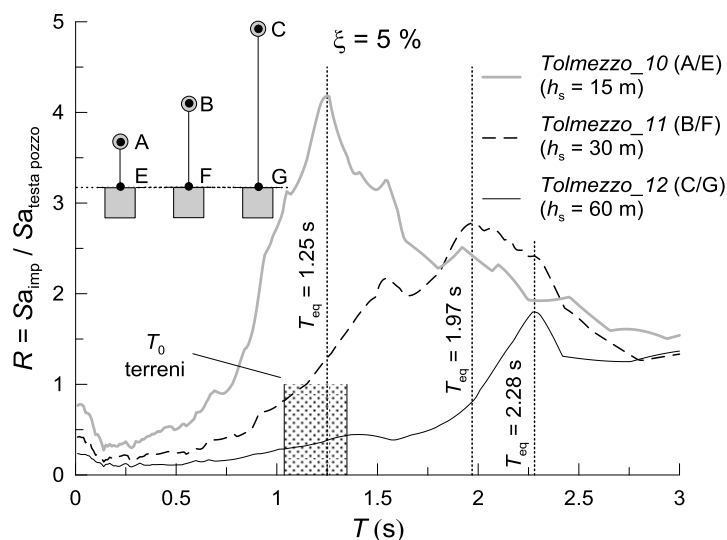
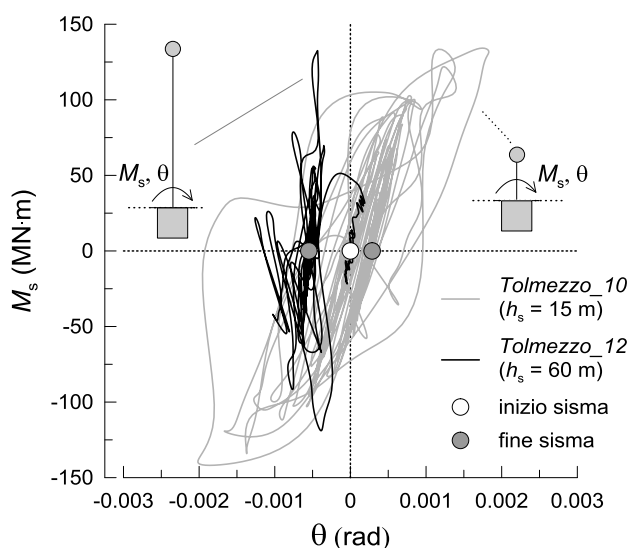


Figura 5.31. Spettri di risposta locale in testa alla pila al variare di h_s ($D = 12$ m, $H/D = 1$)

Le notevoli differenze osservate al variare dell'altezza della pila h_s , in termini di deformazioni indotte nei terreni di fondazione e di ordinate spettrali, possono essere attribuite alle diverse proprietà dinamiche dei sistemi considerati e, in particolare, al differente periodo proprio equivalente dei sistemi T_{eq} . Infatti, come mostrato nella Figura 5.32, i rapporti spettrali tra le ordinate ottenute alla testa della pila e alla testa del pozzo mostrano che il periodo proprio equivalente aumenta al crescere dell'altezza della pila, come atteso. Nello specifico, il periodo proprio equivalente dell'intero sistema per la pila di altezza $h_s = 15$ m è pari a $T_{eq} = 1.25$ s, mentre per $h_s = 30$ m si ottiene $T_{eq} = 1.97$ s e per $h_s = 60$ m è $T_{eq} = 2.28$ s. La particolarità del caso con pila di altezza $h_s = 15$ m risiede nel fatto che, in questo caso, il periodo proprio equivalente T_{eq} è prossimo al periodo proprio della colonna di terreno, $T_0 = 1.15$ s. Tale periodo si colloca all'interno dell'area campita in figura, che mostra il campo di variazione del periodo proprio T_0 della colonna di terreno calcolato dall'analisi di risposta sismica locale eseguita in condizioni *free - field* con il metodo lineare equivalente ($T_0 = 1.04$ s e $T_0 = 1.35$ s; § 3.2.3.1). Le azioni alla testa del pozzo sono, quindi, maggiori per il caso di pila bassa ($h_s = 15$ m) perché, per effetto dell'accoppiamento dinamico tra il sistema e la colonna di terreno, le frequenze del moto vengono maggiormente amplificate nel campo di periodi definito da T_0 e T_{eq} .


 Figura 5.32. Rapporti spettrali al variare di h_s ($D = 12$ m, $H/D = 1$)

A titolo di esempio, nella Figura 5.33 è riportato l'andamento della coppia M_s agente in testa al pozzo in funzione della rotazione θ del pozzo stesso. La curva $M_s - \theta$ associata alla pila di altezza $h_s = 15$ m mostra valori massimi leggermente più elevati di quelli ottenuti per la pila alta ($h_s = 60$ m): con riferimento ai valori assoluti delle sollecitazioni, si ottiene infatti $M_{s,max} = 142$ MN·m per $h_s = 15$ m e $M_{s,max} = 133$ MN m per $h_s = 60$ m. Alla pila bassa è associata la maggiore rotazione del pozzo, $\theta_{max} = 0.0020$ rad, mentre per la pila di altezza $h_s = 60$ m è $\theta_{max} = 0.0013$ rad. Per la pila bassa ($h_s = 15$ m) sono quindi descritti cicli $M_s - \theta$ più ampi, con una maggiore dissipazione d'energia per effetto della plasticizzazione dei terreni di fondazione, e un aumento dello smorzamento isteretico ξ . I cicli $M_s - \theta$ associati alla pila bassa sono infine caratterizzati da rigidità secanti più basse di quelle osservate per la pila alta, a ulteriore indicazione delle maggiori deformazioni sviluppate in questo caso.


 Figura 5.33. Cicli d'isteresi momento M_s - rotazione del pozzo θ al variare di h_s ($D = 12$ m, $H/D = 1$)

La Figura 5.34 mostra le storie temporali dello spostamento orizzontale della testa della pila u_{imp} e della rotazione del pozzo θ , per i casi di pila bassa ($h_s = 15$ m) e pila alta ($h_s = 60$ m). Lo spostamento orizzontale massimo dell'impalcato è $u_{imp, max} = 9.5$ cm per la pila di altezza $h_s = 15$ m e $u_{imp, max} = 6.2$ cm per $h_s = 60$ m: adimensionalizzando tali spostamenti rispetto all'altezza della pila, si ottiene $u_{imp, max}/h_s = 6.3$ ‰ per $h_s = 15$ m e $u_{imp, max}/h_s = 1.0$ ‰ per $h_s = 60$ m. Quindi, durante la fase sismica, gli spostamenti orizzontali della testa della pila bassa sono maggiori di quelli calcolati per la pila alta. A fine sisma, invece, lo spostamento permanente della testa della pila alta è più elevato, in valore assoluto, di quello ottenuto per la pila bassa: si ottiene, infatti, $u_{imp, perm} = 3.0$ cm per $h_s = 60$ m ($u_{imp, perm}/h_s = 0.5$ ‰) e $u_{imp, perm} = 1.5$ cm per $h_s = 15$ m ($u_{imp, perm}/h_s = 1.0$ ‰). La storia temporale dell'angolo di rotazione del pozzo θ mostra valori permanenti pari a $\theta_{perm} = 0.0003$ rad per $h_s = 15$ m e $\theta_{perm} = 0.0005$ rad per $h_s = 60$ m; l'inclinazione permanente della pila è pari a $i_{perm} = \tan(\theta_{perm}) = 0.3$ ‰ per la pila bassa e a $i = \tan(\theta_{perm}) = 0.5$ ‰ per la pila alta. In tutte le storie temporali è chiaramente visibile la differenza in termini di periodo di oscillazione T_{eq} dei sistemi al variare dell'altezza della pila. Una sintesi dei risultati è riportata nella Tabella 5.15.

Tabella 5.8. Valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} , del drift u_{rel} e dell'angolo di rotazione θ al variare dell'altezza della pila h_s , per il pozzo di dimensioni $D = 12$ m $H/D = 1$

analisi	h_s (m)	u_{imp} (cm)		u_{imp}/h_s (‰)		u_{rel} (cm)		u_{rel}/h_s (‰)		θ (rad)		$i = \tan\theta$ (‰)	
		max	perm	max	max	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm
Tolmezzo_10	15	9.5	1.5	6.3	1.0	8.9	0.4	5.9	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
Tolmezzo_11	30	6.3	0.7	2.1	0.2	10.2	1.0	3.4	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
Tolmezzo_12	60	6.2	3.0	1.0	0.5	9.8	3.3	1.6	0.6	0.0013	0.0005	1.3	0.5

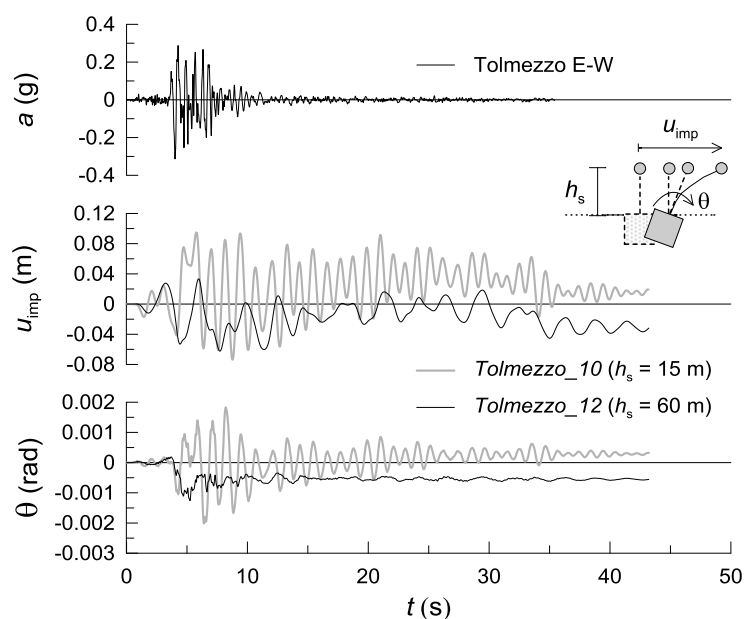


Figura 5.34. Storie temporali dello spostamento orizzontale della testa della pila u_{imp} e dell'angolo di rotazione del pozzo θ al variare di h_s ($D = 12$ m, $H/D = 1$)

La differente prestazione dei sistemi al variare dell'altezza della pila h_s e del periodo proprio T_{eq} è osservata anche in termini di cedimenti del pozzo w , che aumentano al diminuire dell'altezza della pila. Nella Figura 5.35 i cedimenti del pozzo w sono diagrammati in funzione dell'angolo di rotazione θ . Il cedimento finale è pari a $w_{max} = 5.7$ cm per la pila di altezza $h_s = 15$ m, mentre per $h_s = 30$ m e $h_s = 60$ m si hanno cedimenti pari, rispettivamente, a 4.9 e 4.7 cm. Le due pile di altezza più elevata mostrano, quindi, cedimenti simili, come del resto già osservato per i valori massimi dello spostamento orizzontale dell'impalcato e del *drift* (Tabella 5.8). Ciò è da attribuire al fatto che, per questi sistemi, il periodo proprio equivalente T_{eq} è lontano dal periodo fondamentale della colonna di terreno T_0 e la prestazione dei due sistemi è simile, dal momento che i pozzi di fondazione sono stati dimensionati imponendo lo stesso valore del coefficiente di sicurezza ai carichi verticali F_{Sv} e ai carichi pseudostatici F_{Se} (capitolo 3).

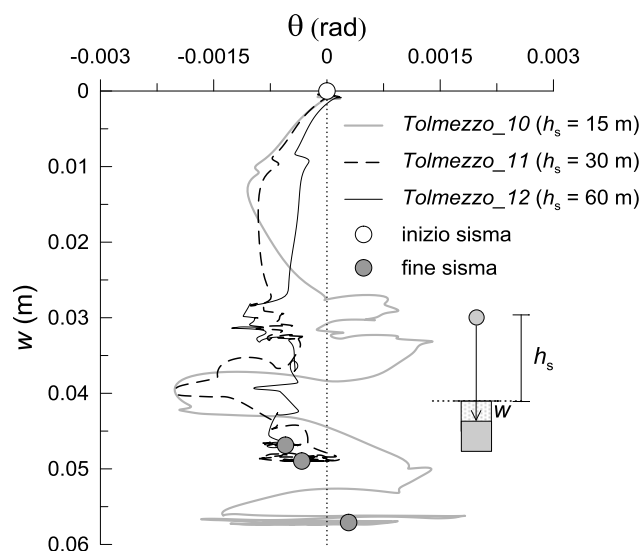


Figura 5.35. Cedimento del pozzo w in funzione della rotazione del pozzo θ al variare di h_s ($D = 12$ m, $H/D = 1$)

Queste considerazioni sono confermate dalle isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} ottenute alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia, riportate nella Figura 5.36. Le isolinee mostrano i valori più elevati alla base del pozzo di fondazione della pila corta (Figura 5.36 a)). In particolare, per la pila di altezza $h_s = 15$ m il grado di mobilitazione τ_{rel} mostra valori prossimi all'unità in un'area più estesa di quella osservata per la pila di altezza $h_s = 60$ m. Si osserva, inoltre, che le isolinee ottenute per la pila alta sono molto simili a quelle ottenute per la pila di altezza intermedia ($h_s = 30$ m, Figura 5.27 a)).

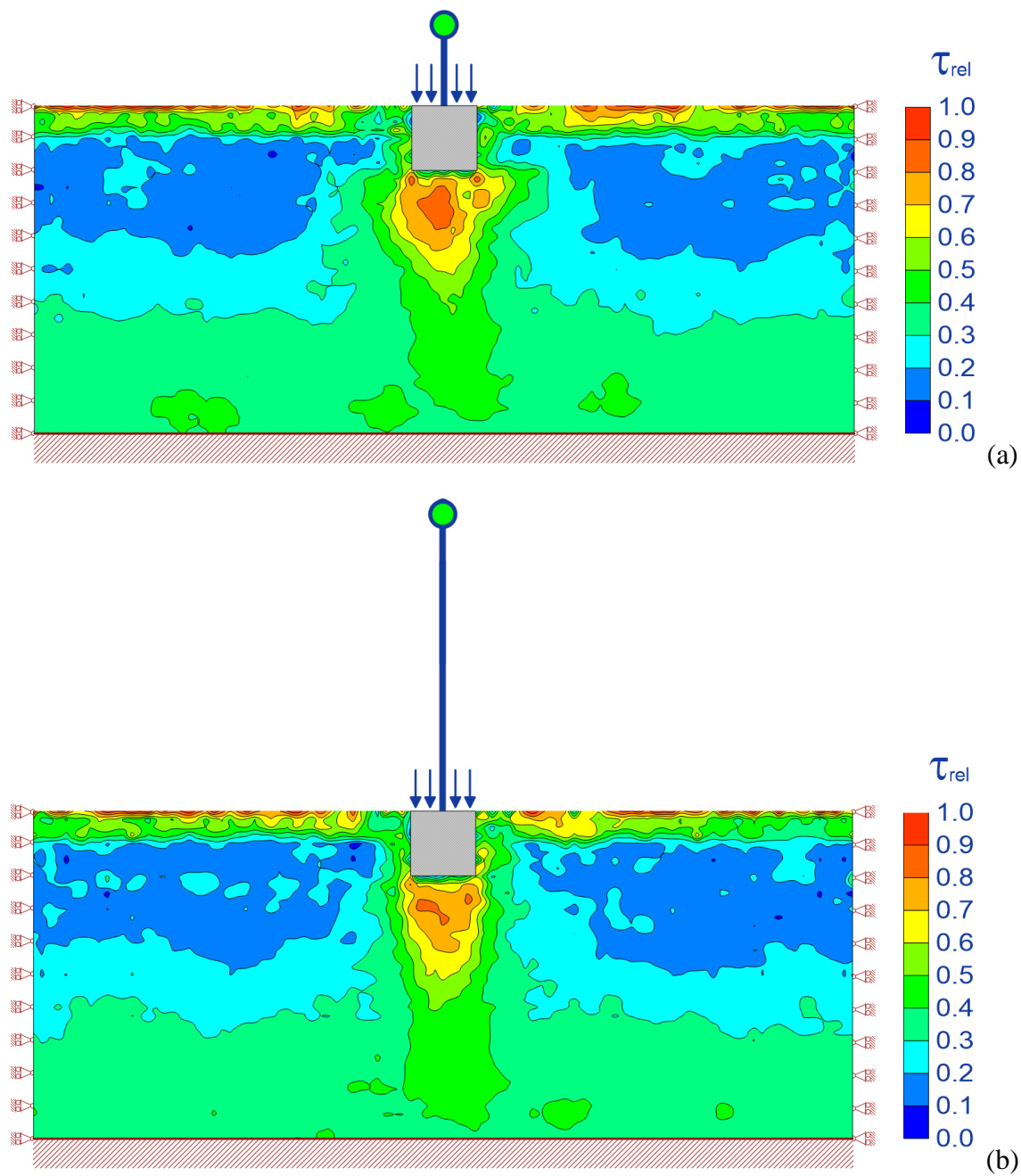


Figura 5.36. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia, nell'analisi *Tolmezzo_10* ($h_s = 15$ m, a) e *Tolmezzo_12* ($h_s = 60$ m, b) ($D = 12$ m, $H/D = 1$)

5.4.2 Influenza del rapporto di snellezza del pozzo H/D

L'influenza del rapporto di snellezza del pozzo di fondazione H/D sulla prestazione dei sistemi considerati viene illustrata confrontando i risultati ottenuti nelle analisi in cui il pozzo ha un diametro $D = 12$ m e la pila ha un'altezza $h_s = 30$ m. Le analisi in questione sono denominate *Tolmezzo_8*, *Tolmezzo_11* e *Tolmezzo_13*.

Nella Figura 5.37 sono riportati i profili del rapporto delle accelerazioni massime $a_{\max}/a_{\max,inp}$, dei valori massimi (γ_{\max}) e permanenti (γ_{perm}) delle deformazioni di taglio del terreno di fondazione e degli spostamenti orizzontali permanenti (u_{perm}). Il principale effetto di un aumento del rapporto di snellezza del pozzo risiede nell'incremento delle deformazioni di taglio alla base dei pozzi, sia in termini di valori massimi sia in termini di valori permanenti: si ottiene $\gamma_{\max} = 0.90\%$ per $H/D = 0.5$ e $\gamma_{\max} = 3.00\%$ per $H/D = 2$. Per il rapporto di snellezza $H/D = 1$ si ottengono risultati più prossimi a quelli ottenuti per il rapporto di snellezza $H/D = 0.5$, $\gamma_{\max} = 1.3\%$. I valori delle deformazioni permanenti γ_{perm} sono prossimi ai valori massimi per tutti i rapporti di snellezza considerati, indicando che la componente irreversibile della deformazione è prevalente rispetto a quella reversibile: infatti, è $\gamma_{perm} = 0.85\%$ per $H/D = 0.5$, $\gamma_{perm} = 1.1\%$ per $H/D = 1$ e $\gamma_{perm} = 2.85\%$ per $H/D = 2$. Nel caso di rapporto di snellezza $H/D = 2$, inoltre, le deformazioni massima e permanente al piano campagna aumentano notevolmente, da un valore pari a circa 0.5% ottenuto per $H/D = 0.5 - 1$ a $\gamma_{\max} = \gamma_{perm} = 5\%$ calcolato per $H/D = 2$. Ciò può essere attribuito all'accoppiamento dinamico tra l'intero sistema (di periodo $T_{eq} \approx 1$ s) e la colonna di terreno (il cui modo fondamentale è caratterizzato da un periodo $T_0 = 1.15$ s).

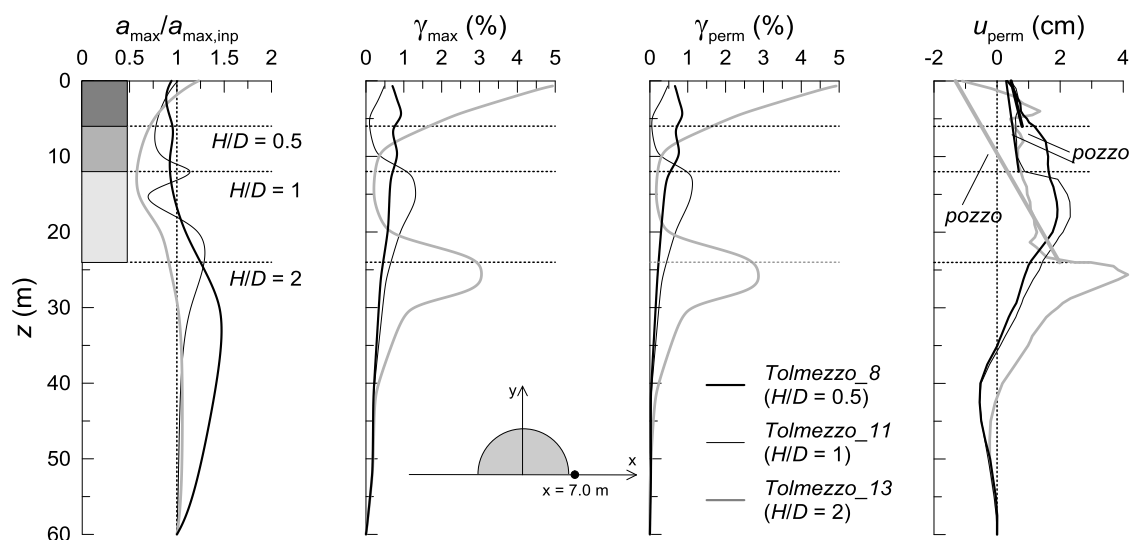


Figura 5.37. Profili del rapporto di accelerazione massima $a_{\max}/a_{\max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} al variare di H/D ($D = 12$ m, $h_s = 30$ m)

Gli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} dei terreni di fondazione mostrano quindi valori più elevati per il rapporto di snellezza $H/D = 2$: in particolare, il valore massimo viene attinto alla base del pozzo, $u_{perm} = 4.1$ cm, a fronte dei valori $u_{perm} = 1.9$ cm e $u_{perm} = 2.1$ cm ottenuti per rapporti di snellezza $H/D = 0.5$ e 1. La configurazione finale del pozzo mostra i valori più elevati dello spostamento orizzontale della testa e della rotazione per il rapporto di snellezza $H/D = 2$: i valori attinti sono pari a $u_{testa\ pozzo} = 1.3$ cm e $\theta_{perm} = 0.0014$ rad, mentre per $H/D = 0.5$ si è ottenuto $u_{testa\ pozzo} = 0.4$ cm e $\theta_{perm} = 0.0006$ rad.

Come già discusso nel paragrafo precedente, le ordinate spettrali in testa al pozzo diminuiscono all'aumentare delle deformazioni indotte dal sisma nei terreni di fondazione (Figura 5.38). Lo spettro elastico di risposta ottenuto per il rapporto di snellezza $H/D = 2$, infatti, mostra una forte riduzione delle ordinate spettrali, passando dall'ordinata spettrale massima $S_{a_{max}} = 1.55$ g ottenuta al piano campagna in condizioni di *free - field* al valore $S_{a_{max}} = 0.95$ g. Per il pozzo con rapporto di snellezza $H/D = 0.5$, invece, la riduzione delle ordinate spettrali rispetto al *free - field* è contenuta, in quanto l'ordinata spettrale massima è pari a $S_{a_{max}} = 1.41$ g. La riduzione delle ordinate spettrali deriva certamente anche da effetti di natura cinematica (§ 2.2.1.1) per i quali, a prescindere dalla plasticizzazione del terreno, si ha una riduzione del moto in testa alla fondazione (*FIM*). Tali effetti sono, tuttavia, di secondaria importanza rispetto a quelli di natura inerziale che inducono deformazioni irreversibili nei terreni di fondazione: infatti, gli effetti di natura cinematica sono massimi ai bassi periodi ma, in questo campo, la riduzione delle ordinate spettrali è contenuta rispetto a quello che si osserva per i periodi più elevati, in particolar modo in corrispondenza dei periodi propri della colonna di terreno.

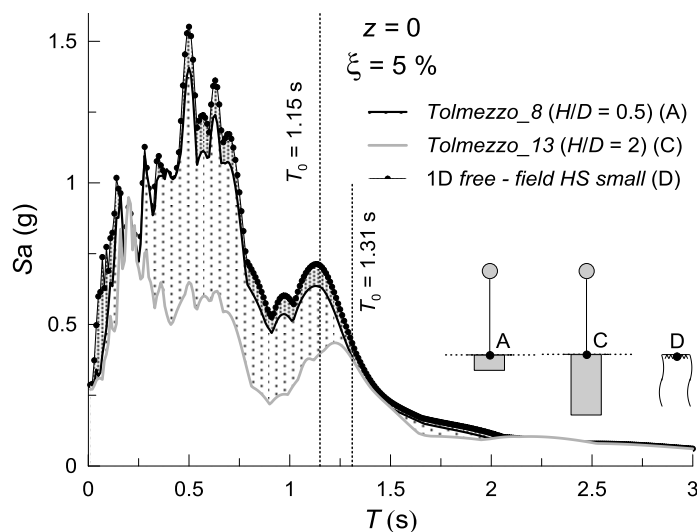


Figura 5.38. Spettri di risposta elastici alla testa del pozzo al variare di H/D e confronto con lo spettro ottenuto al piano campagna in condizioni *free - field* ($D = 12$ m, $h_s = 30$ m)

Nel confronto tra gli spettri ottenuti per $H/D = 0.5$ e $H/D = 2$, inoltre, si osserva una traslazione verso periodi più elevati del picco corrispondente al periodo proprio fondamentale del terreno: specificamente, si ha $T_0 = 1.15$ s per $H/D = 0.5$ e $T_0 = 1.31$ s per $H/D = 2$, a ulteriore testimonianza della maggiore plasticizzazione dei terreni di fondazione per il pozzo con rapporto di snellezza più elevato. L'aumento del periodo proprio della colonna di terreno in prossimità del pozzo non era stato osservato nelle analisi commentate nel paragrafo precedente ($D = 12$ m, $H/D = 1$), indicando che la mobilitazione della resistenza dei terreni di fondazione è più estesa in questo caso.

Le differenze in termini di deformazioni indotte e plasticizzazione dei terreni di fondazione possono essere attribuite ai diversi valori assunti dal periodo proprio equivalente T_{eq} . La Figura 5.39 riporta il rapporto spettrale $R = S_{a_{imp}}/S_{a_{testa\ pozzo}}$ al variare della snellezza del pozzo H/D : dal confronto tra le tre curve si osserva un decremento del periodo proprio T_{eq} all'aumentare del rapporto di snellezza del pozzo H/D . Nello specifico, si ottiene $T_{eq} = 2.26$ s per $H/D = 0.5$, $T_{eq} = 1.97$ s per $H/D = 1$ e $T_{eq} = 0.99$ s per $H/D = 2$. Il periodo proprio del sistema con un rapporto di snellezza $H/D = 2$ è più basso rispetto a quello ottenuto per gli altri sistemi: il pozzo di fondazione è soggetto, quindi, ad azioni di maggiore intensità. Inoltre, tale periodo è prossimo al periodo proprio della colonna di terreno, $T_0 = 1.15$ s: per questo motivo, le azioni alle quali è soggetto il pozzo crescono in maggiore misura e contribuiscono a un maggiore sviluppo delle deformazioni plastiche nei terreni di fondazione. È da sottolineare che, al variare del rapporto di snellezza del pozzo H/D , cambiano anche le caratteristiche dinamiche della pila, avendo imposto, nelle condizioni iniziali, il soddisfacimento delle condizioni $F_{Sv} = 5.5$ e $F_{Se} = 0.7$ (§ 3.2.3).

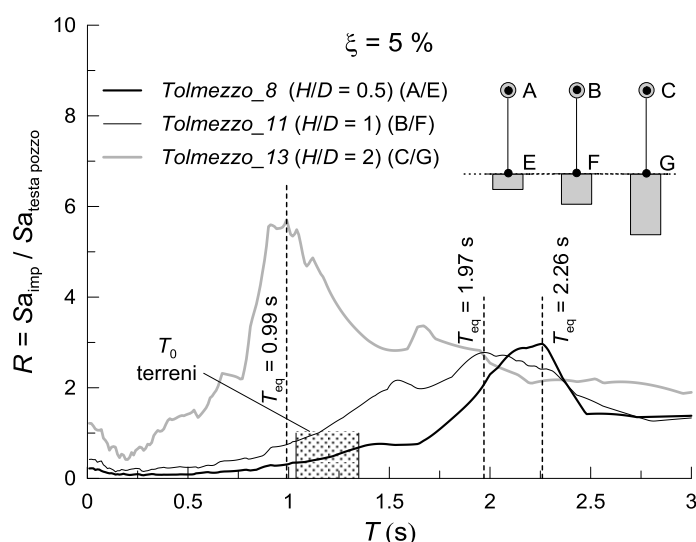


Figura 5.39. Rapporti spettrali al variare di H/D ($D = 12$ m, $h_s = 30$ m)

Le storie temporali degli spostamenti orizzontali della testa della pila e dell'angolo di rotazione del pozzo sono riportati nella Figura 5.40, per $H/D = 0.5$ (*Tolmezzo_8*) e $H/D = 2$ (*Tolmezzo_13*). I valori massimi e permanenti dello spostamento u_{imp} ottenuti per $H/D = 2$ sono più elevati di quelli ottenuti per $H/D = 0.5$: si ha, infatti, $u_{imp,max} = 12.7$ cm e $u_{imp,perm} = 5.4$ cm per $H/D = 2$, a fronte dei valori $u_{imp,max} = 5.6$ cm e $u_{imp,perm} = 1.3$ cm ottenuti per $H/D = 0.5$. Anche le storie temporali della rotazione θ mostrano valori massimi e permanenti maggiori all'aumentare del rapporto di snellezza del pozzo: si ha $\theta_{max} = 0.0023$ rad e $\theta_{perm} = 0.0014$ rad per $H/D = 2$, mentre per $H/D = 0.5$ è $\theta_{max} = 0.0017$ rad e $\theta_{perm} = 0.0006$ rad. Lo spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} e l'angolo di rotazione del pozzo θ mostrano valori maggiori durante tutta la fase dinamica di calcolo per il caso di pozzo con rapporto di snellezza $H/D = 2$.

La sintesi dei risultati ottenuti per i casi discussi è riportata nella Tabella 5.9.

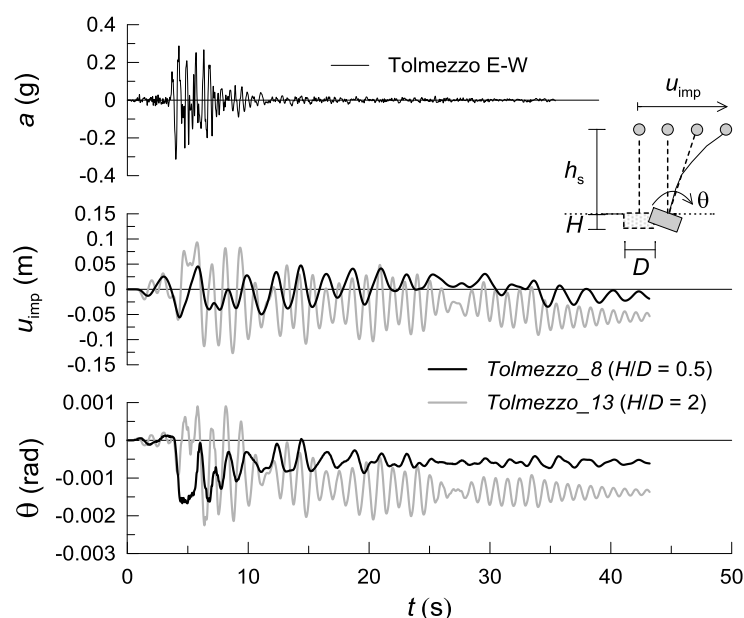


Figura 5.40. Storie temporali dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} e dell'angolo di rotazione del pozzo θ al variare di H/D ($D = 12$ m, $h_s = 30$ m)

Tabella 5.9. Valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} , del drift u_{rel} e dell'angolo di rotazione θ al variare del rapporto di snellezza del pozzo H/D , per i pozzi di diametro $D = 12$ m e pile di altezza $h_s = 30$ m

analisi	H/D	u_{imp} (cm)		u_{imp}/h_s (‰)		u_{rel} (cm)		u_{rel}/h_s (‰)		θ (rad)		$i = \tan\theta$ (‰)	
		max	perm	max	max	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm
<i>Tolmezzo_8</i>	0.5	5.6	1.3	1.9	0.4	9.4	1.8	3.1	0.6	0.0017	0.0006	1.7	0.6
<i>Tolmezzo_11</i>	1	6.3	0.7	2.1	0.2	10.2	1.0	3.4	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
<i>Tolmezzo_13</i>	2	12.7	5.4	4.2	1.8	11.5	4.1	3.8	1.4	0.0023	0.0014	2.3	1.4

Nella Figura 5.41 sono confrontate le isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} ottenute alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia per pozzi con rapporto di snellezza $H/D = 0.5$ (Figura 5.41 a)) e $H/D = 2$ (Figura 5.41 b)). Si osserva un grado di mobilitazione maggiore al di sotto della base del pozzo con rapporto di snellezza $H/D = 2$, con un'estesa area in cui τ_{rel} è prossimo a 0.9; per il pozzo con rapporto di snellezza $H/D = 0.5$, invece, il grado di mobilitazione assume, alla base del pozzo, un valore medio pari a 0.7.

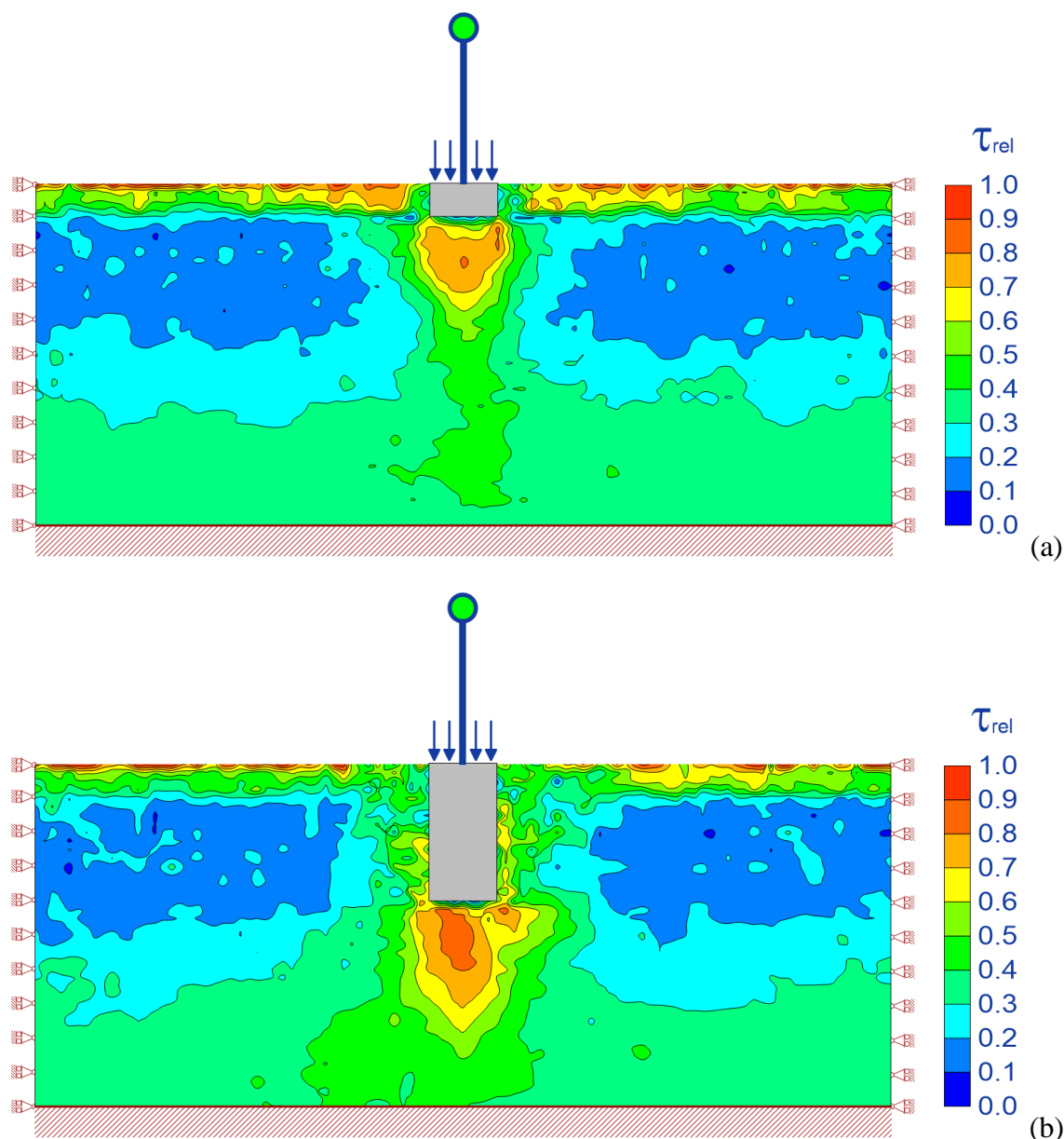


Figura 5.41. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia, nell'analisi *Tolmezzo_8* ($H/D = 0.5$, a)) e *Tolmezzo_13* ($H/D = 2$, b)) ($D = 12$ m, $h_s = 30$ m)

5.4.3 Influenza del diametro del pozzo D

L'influenza del diametro del pozzo D sulla prestazione dei sistemi considerati nello studio viene illustrata confrontando i risultati ottenuti, a parità di rapporto di snellezza del pozzo ($H/D = 1$) e altezza della pila ($h_s = 30$ m), per un pozzo di diametro $D = 8$ m (*Tolmezzo_2*) con quelli ottenuti per $D = 12$ m (*Tolmezzo_11*) (Tabella 5.3). Nuovamente, è da sottolineare che le caratteristiche dinamiche delle due pile variano al variare del diametro, e sono state ottenute al fine di ottenere un coefficiente di sicurezza ai carichi verticali $F_{Sv} = 5.5$ e un coefficiente di sicurezza in condizioni pseudostatiche, ottenuto con lo spettro elastico riportato della Figura 3.5, pari a $F_{Se} = 0.7$ (§ 3.2.3).

I profili del rapporto delle accelerazioni massime adimensionali $a_{max}/a_{max,inp}$, delle deformazioni di taglio massime γ_{max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} , ottenuti lungo un allineamento posto lungo il piano di simmetria trasversale a 1 m di distanza dalla superficie laterale del pozzo, sono riportati nella Figura 5.42. Il profilo delle accelerazioni massime mostra valori simili, compresi tra 0.75 e 1.14 sino alla base dei pozzi; a profondità più elevate, i valori calcolati per il pozzo con diametro $D = 8$ m sono invece più elevati, con un valore massimo pari a 1.5, a fronte del valore 1.2 osservato per il pozzo con diametro $D = 12$ m. Ciò è dovuto al differente livello di deformazione dei terreni alle profondità più elevate: infatti, le deformazioni di taglio massime γ_{max} sono più elevate per il pozzo di diametro maggiore, a causa della maggiore estensione del volume significativo di terreno. I profili di deformazione massima e permanente si ricongiungono ad una profondità $z = 40$ m, cioè al di fuori del volume significativo di terreno del pozzo di diametro maggiore, prossimo ai 36 m (§ 3.2.3.1).

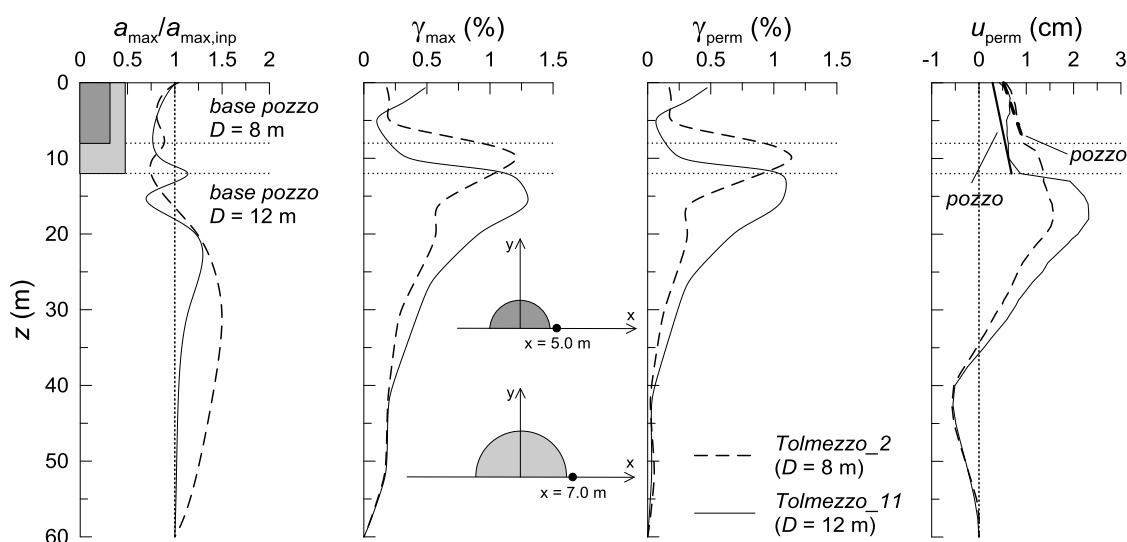


Figura 5.42. Profili del rapporto delle accelerazioni massime $a_{max}/a_{max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} al variare di D ($H/D = 1$, $h_s = 30$ m)

I valori massimi della deformazione γ_{\max} sono calcolati in entrambi i casi alla base del pozzo, con un valore prossimo a 1.3 %; lo stesso può dirsi per la deformazione permanente γ_{perm} , prossima a 1.1 %. I profili di deformazione mostrano le maggiori differenze nei pressi del piano campagna, dove si ha $\gamma_{\max} = \gamma_{\text{perm}} = 0.2 \%$ per il pozzo di diametro $D = 8 \text{ m}$ e $\gamma_{\max} = \gamma_{\text{perm}} = 0.5 \%$ per $D = 12 \text{ m}$. Il profilo degli spostamenti orizzontali permanenti mostra valori più elevati dello spostamento alla base del pozzo di diametro $D = 12 \text{ m}$, $u_{\text{perm}} = 2 \text{ cm}$, a fronte del valore $u_{\text{perm}} = 1.6 \text{ cm}$ ottenuto per $D = 8 \text{ m}$. La configurazione finale dei due pozzi è caratterizzata da simili valori permanenti dello spostamento orizzontale della testa del pozzo e dell'angolo di rotazione: in particolare, si ha $u_{\text{testa pozzo, perm}} = 0.5 \text{ cm}$ e $\theta_{\text{perm}} = 0.0005 \text{ rad}$ per il pozzo di diametro $D = 8 \text{ m}$, e $u_{\text{testa pozzo, perm}} = 0.3 \text{ cm}$ e $\theta_{\text{perm}} = 0.0003 \text{ rad}$ ottenuti per il pozzo di diametro $D = 12 \text{ m}$.

Questi risultati mostrano che l'influenza del diametro del pozzo sul livello di deformazione indotto nei terreni di fondazione è contenuta: ciò può essere attribuito ai valori simili del periodo proprio T_{eq} dei due sistemi. Come riportato nella Figura 5.43, il rapporto spettrale R mostra, infatti, che il periodo proprio del sistema con pozzo di diametro $D = 8 \text{ m}$ è pari a $T_{\text{eq}} = 2.29 \text{ s}$, a fronte del valore $T_{\text{eq}} = 1.97 \text{ s}$ del sistema con pozzo di diametro $D = 12 \text{ m}$. Entrambi i valori sono maggiori di quelli dell'intervallo dei periodi propri della colonna di terreno ($T_0 = 1.04 \text{ s}$ e $T_0 = 1.35 \text{ s}$; § 3.2.3.1). La prestazione dei due sistemi è quindi simile, come mostrano le storie temporali dello spostamento orizzontale della testa della pila e dell'angolo di rotazione del pozzo, diagrammate nella Figura 5.44. I valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale dell'impalcato sono pari a $u_{\text{imp, max}} = 8.0 \text{ cm}$ e $u_{\text{imp, perm}} = 1.1 \text{ cm}$ per il pozzo di diametro $D = 8 \text{ m}$, e a $u_{\text{imp, max}} = 6.3 \text{ cm}$ e $u_{\text{imp, perm}} = 0.7 \text{ cm}$ per il pozzo di diametro $D = 12 \text{ m}$. Anche l'angolo di rotazione del pozzo mostra valori massimi e permanenti

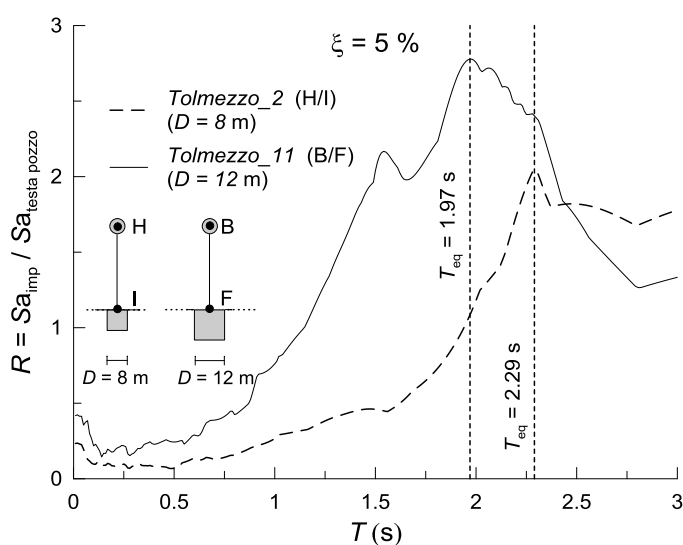


Figura 5.43. Rapporti spettrali al variare di D ($H/D = 1$, $h_s = 30 \text{ m}$)

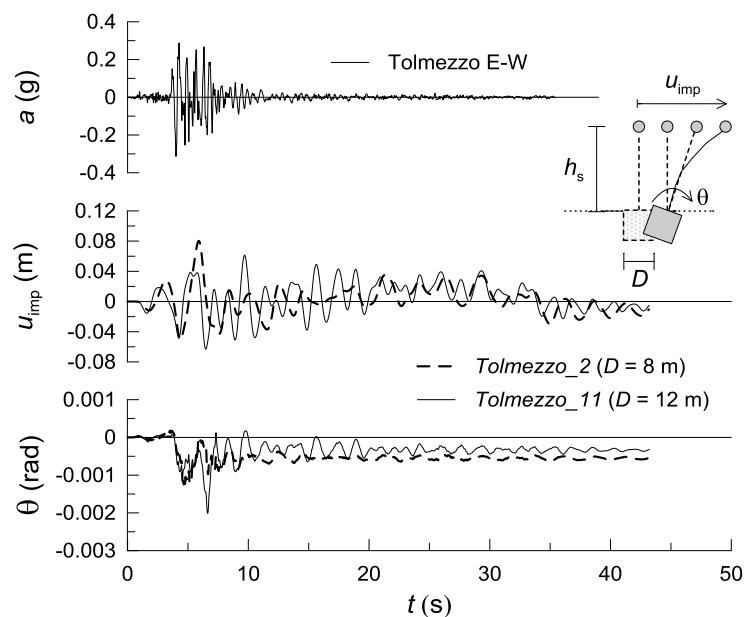


Figura 5.44. Storie temporali dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} e dell'angolo di rotazione del pozzo θ al variare di D ($H/D = 1$, $h_s = 30$ m)

simili per i due pozzi, pari a $\theta_{max} = 0.0014$ rad e $\theta_{perm} = 0.0006$ rad per $D = 8$ m e a $\theta_{max} = 0.0020$ rad e $\theta_{perm} = 0.0003$ rad per $D = 12$ m. I risultati in termini di valori massimi e permanenti dello spostamento dell'impalcato u_{imp} , del *drift* u_{rel} e dell'angolo di rotazione del pozzo θ sono riportati nella Tabella 5.10.

Tabella 5.10. Valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} , del *drift* u_{rel} e dell'angolo di rotazione θ al variare del diametro del pozzo D , per un rapporto di snellezza $H/D = 1$ e per la pila di altezza $h_s = 30$ m

analisi	D (m)	u_{imp} (cm)		u_{imp}/h_s (‰)		u_{rel} (cm)		u_{rel}/h_s (‰)		θ (rad)		$i = \tan\theta$ (‰)	
		max	perm	max	max	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm
Tolmezzo_2	8	8.0	1.1	2.7	0.4	9.3	1.7	3.1	0.6	0.0014	0.0006	1.4	0.6
Tolmezzo_11	12	6.3	0.7	2.1	0.2	10.2	1.0	3.4	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3

A conferma del fatto che il diametro del pozzo D non ha grande influenza sulla prestazione del sistema, si riportano nella Figura 5.45 le isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} ottenute alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia per il pozzo di diametro $D = 8$ m. I valori massimi di τ_{rel} alla base del pozzo sono compresi tra 0.7 e 0.8. Tali isolinee sono molto simili a quelle calcolate per il pozzo di diametro $D = 12$ m, mostrate nella Figura 5.27. La principale differenza tra i risultati delle due analisi risiede nella maggiore estensione del volume significativo di terreno per il pozzo di diametro $D = 12$ m.

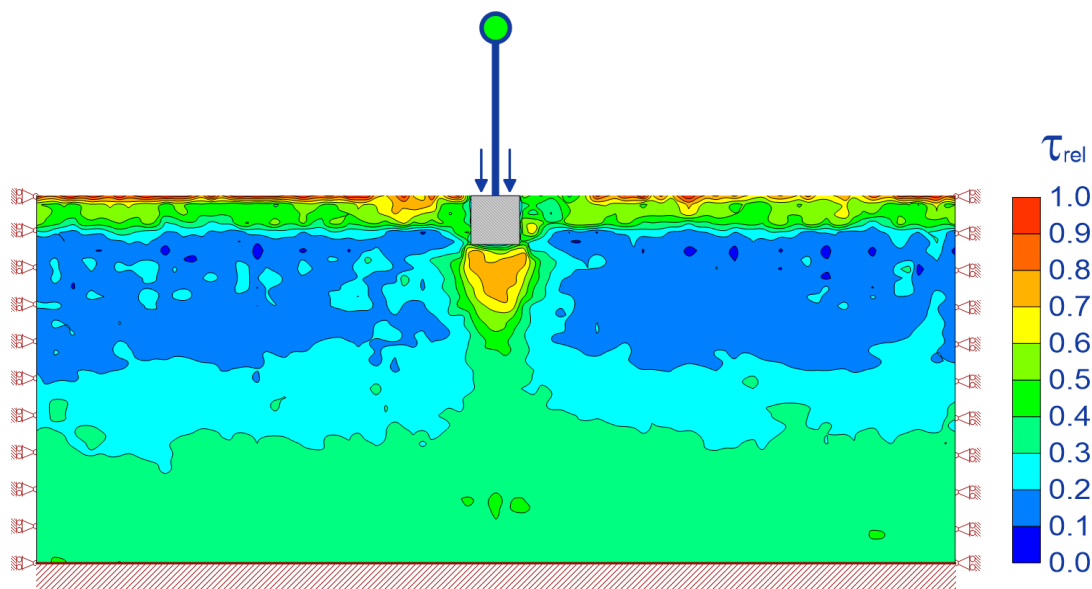


Figura 5.45. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia nell'analisi *Tolmezzo_2* ($D = 8$ m, $H/D = 1$, $h_s = 30$ m)

5.4.4 Sintesi dell'influenza della geometria sulla prestazione sismica

Nei paragrafi precedenti, le differenti prestazioni dei sistemi pila - pozzo - terreno sono state interpretate alla luce dei differenti valori assunti dal periodo proprio equivalente T_{eq} , rispetto all'intervallo di periodi propri della colonna di terreno T_0 . Nello specifico, si è osservato che all'aumentare del periodo proprio del sistema T_{eq} gli effetti associati allo sviluppo di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione si riducono perchè il pozzo di fondazione è soggetto ad azioni di minore entità. Inoltre, se il periodo proprio del sistema tende al periodo proprio dei terreni di fondazione T_0 , gli spostamenti dell'impalcato u_{imp} , il drift u_{rel} e l'angolo di rotazione del pozzo θ si incrementano, per effetto del fenomeno di risonanza tra il sistema e le frequenze dell'*input* sismico maggiormente amplificate in corrispondenza del primo modo di vibrare del sistema. Quanto sopra è sintetizzato nella Figura 5.46, in cui sono diagrammati gli spettri di risposta ottenuti a piano campagna nelle condizioni di *free - field*, nelle due ipotesi costitutive di mezzo visco - elastico non lineare (curva C in figura) e di mezzo elasto - plastico incrudente (curva D in figura). Sono inoltre, riportati i valori dell'accelerazione orizzontale massima della testa della pila, $a_{imp, max}$, distinti in funzione del diametro del pozzo, ottenuti per tutte le analisi denominate "*Tolmezzo_n*" (Tabella 5.3). Come atteso, all'aumentare del periodo proprio T_{eq} la massima accelerazione in testa alla pila diminuisce. I punti si dispongono lungo lo spettro di risposta ottenuto in condizioni *free - field* per periodi $T \geq 1.5$ s: in queste condizioni, quindi, gli effetti della plasticizzazione dei terreni di fondazione indotta dai fenomeni di interazione terreno - struttura ("*secondary nonlinearities*", Mylonakis *et al.*, 2006) sono trascurabili. Tale condizione si verifica per pile flessibili e pozzi con basso rapporto di snellezza H/D , per

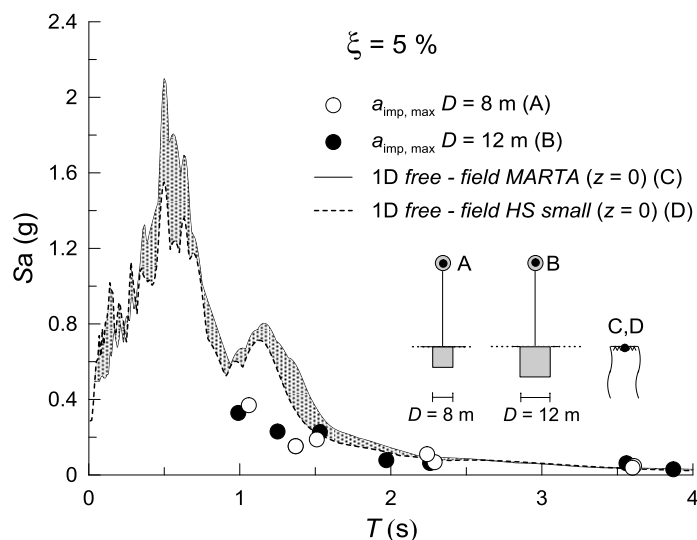


Figura 5.46. Spettri elastici di risposta in accelerazione al piano campagna nelle condizioni *free - field* e accelerazioni massime in testa alle pile $a_{imp, max}$ dalle analisi dinamiche 3D

i quali il periodo proprio T_{eq} assume valori elevati. Viceversa, per periodi $T < 1.5$ s, cioè in prossimità del periodo proprio della colonna di terreno T_0 , le accelerazioni massime dell'impalcato si dispongono al di sotto dello spettro di risposta ottenuto in condizioni di *free - field* indicando che, in questo caso, gli effetti della plasticità dei terreni di fondazione non sono trascurabili e producono una diminuzione delle azioni trasmesse alla sovrastruttura: ciò si verifica per pile rigide e pozzi con elevato rapporto di snellezza H/D , cioè per sistemi globalmente più rigidi. Le accelerazioni massime dell'impalcato si dispongono al di sotto dello spettro di risposta ottenuto in condizioni di *free - field* anche per effetti di natura cinematica, che contribuiscono a ridurre il moto in fondazione (*FIM*): tale effetto è, tuttavia, di minore entità rispetto a quello indotto dallo sviluppo di deformazioni plastiche nel terreno e al conseguente incremento dello smorzamento isteretico. Il contributo dello smorzamento per radiazione è nullo nella maggior parte dei casi considerati, per i quali si è ottenuto $T_{eq} > T_0$ (§ 2.2.1.2.1; Gazetas, 1991 a, b). I casi per i quali lo smorzamento per radiazione può aver avuto un ruolo nella diminuzione delle accelerazioni massime dell'impalcato sono i casi relativi alle analisi *Tolmezzo_4*, *Tolmezzo_10* e *Tolmezzo_13* (Tabella 5.7).

È utile evidenziare che lo spettro di risposta calcolato nelle condizioni di *free - field* assimilando i terreni di fondazione ad un mezzo visco - elastico non lineare implica una sovrastima delle azioni pseudostatiche trasmesse in fondazione, rispetto a quanto ottenuto con una modellazione costitutiva, più aderente alla realtà, in cui il terreno viene assimilato a un mezzo elasto - plastico incrudente.

Dal confronto delle accelerazioni massime dell'impalcato $a_{imp, max}$ per i pozzi con diametro $D = 8$ e 12 m si osserva, nuovamente, che il diametro del pozzo ha una

modesta influenza sui risultati. La sintesi dei risultati rappresentati nella Figura 5.46 è riportata nella Tabella 5.11.

Tabella 5.11. Periodi propri e accelerazioni massime dell'impalcato nelle analisi "Tolmezzo_n"

nome analisi	D (m)	H/D	h_s (m)	T_{eq} (s)	T_0 (s)	T_{eq}/T_0	$a_{imp, max}(g)$	
Tolmezzo_1	8	0.5	30	3.61	1.15	3.14	0.047	
Tolmezzo_2		1	30	2.29	1.15	1.99	0.068	
Tolmezzo_3			60	3.60	1.15	3.13	0.038	
Tolmezzo_4		2		15	1.06	1.31	0.81	0.370
Tolmezzo_5				30	1.51	1.15	1.31	0.188
Tolmezzo_6		12		60	2.24	1.15	1.95	0.110
Tolmezzo_7	15			1.37	1.15	1.19	0.152	
Tolmezzo_8	0.5		30	2.26	1.15	1.97	0.063	
Tolmezzo_9			60	3.87	1.15	3.37	0.030	
Tolmezzo_10			15	1.25	1.32	0.95	0.230	
Tolmezzo_11	1			30	1.97	1.15	1.71	0.078
Tolmezzo_12		60		2.28	1.15	1.98	0.062	
Tolmezzo_13	2		30	0.99	1.31	0.76	0.329	
Tolmezzo_14			60	1.53	1.15	1.33	0.227	

L'effetto del comportamento non lineare, irreversibile dei terreni di fondazione al variare del periodo proprio T_{eq} si manifesta anche in termini di accoppiamento tra le tensioni di taglio indotte dalla propagazione in direzione verticale delle onde S e le deformazioni volumetriche. Poiché sono state assunte condizioni non drenate per i terreni di fondazione nella fase dinamica, l'accoppiamento può essere individuato osservando le sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma alla base del pozzo. La Figura 5.47 mostra le storie temporali di $\Delta u_{base\ pozzo}$ normalizzate rispetto alla tensione verticale totale $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$ agente alla base del pozzo, in cui σ_{v0} è la tensione verticale totale in condizioni litostatiche e $\Delta\sigma_v$ è l'incremento di tensione dovuto al peso proprio del pozzo e della sovrastruttura.

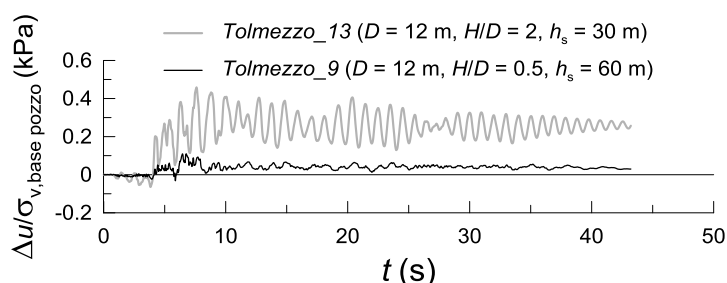


Figura 5.47. Storie temporali delle sovrappressioni interstiziali, normalizzate rispetto alla tensione verticale totale, calcolate alla base del pozzo nelle analisi Tolmezzo_13 ($D = 12$ m, $H/D = 2$ e $h_s = 30$ m) e Tolmezzo_9 ($D = 12$ m, $H/D = 0.5$ e $h_s = 60$ m)

Le sovrappressioni mostrate in figura sono state calcolate nelle analisi caratterizzate dai valori estremi di T_{eq} : l'analisi *Tolmezzo_13*, relativa a un pozzo di diametro $D = 12$ m, con $H/D = 2$ e a una pila di altezza $h_s = 30$ m, per la quale è $T_{eq} = 0.99$ s, e l'analisi *Tolmezzo_9*, riferita a valori di $D = 12$ m, $H/D = 0.5$ e $h_s = 60$ m, nella quale si ha $T_{eq} = 3.87$ s (Tabella 5.11). Esse mostrano valori massimi e permanenti notevolmente diversi: per il sistema più rigido (*Tolmezzo_13*) si ha $(\Delta u/\sigma_{vbase\ pozzo})_{max} = 0.46$ e $(\Delta u/\sigma_{vbase\ pozzo})_{perm} = 0.26$, mentre per il sistema più deformabile (*Tolmezzo_9*) si ha $(\Delta u/\sigma_{vbase\ pozzo})_{max} = 0.11$ e $(\Delta u/\sigma_{vbase\ pozzo})_{perm} = 0.03$.

I risultati ottenuti dalle analisi 3D “*Tolmezzo_n*” sono riassunti nella Tabella 5.12, che riporta i valori massimi e permanenti degli spostamenti della testa della pila, dello spostamento relativo tra la testa e la base della pila, entrambi adimensionalizzati rispetto all'altezza della pila, nonché i valori massimi e permanenti della rotazione del pozzo e della inclinazione della pila rispetto alla verticale.

Tabella 5.12. Valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} , del *drift* u_{rel} e dell'angolo di rotazione θ , nelle analisi *Tolmezzo_n*

analisi	u_{imp} (cm)		u_{imp}/h_s (‰)		u_{rel} (cm)		u_{rel}/h_s (‰)		θ (rad)		$i = \tan\theta$ (‰)	
	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm
<i>Tolmezzo_1</i>	5.3	1.7	1.8	0.6	9.1	2.4	3.0	0.8	0.0017	0.0008	1.7	0.8
<i>Tolmezzo_2</i>	8.0	1.1	2.7	0.4	9.3	1.7	3.1	0.6	0.0014	0.0006	1.4	0.6
<i>Tolmezzo_3</i>	5.1	9.1	0.9	0.0	8.1	0.9	1.3	0.2	0.0010	0.0002	1.0	0.2
<i>Tolmezzo_4</i>	13.2	1.4	8.8	0.9	11.6	1.2	7.7	0.8	0.0025	0.0008	2.5	0.8
<i>Tolmezzo_5</i>	10.3	1.5	3.4	0.5	10.4	0.7	3.5	0.2	0.0017	0.0002	1.7	0.2
<i>Tolmezzo_6</i>	8.8	3.7	1.5	0.6	11.3	3.8	1.9	0.6	0.0015	0.0006	1.5	0.6
<i>Tolmezzo_7</i>	8.2	0.0	5.5	0.1	8.4	0.5	5.6	0.3	0.0024	0.0003	2.4	0.3
<i>Tolmezzo_8</i>	5.6	1.3	1.9	0.4	9.4	1.8	3.1	0.6	0.0017	0.0006	1.7	0.6
<i>Tolmezzo_9</i>	5.8	0.0	1.0	0.0	10.1	0.8	1.7	0.1	0.0013	0.0001	1.3	0.1
<i>Tolmezzo_10</i>	9.5	1.5	6.3	1.0	8.9	0.4	5.9	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
<i>Tolmezzo_11</i>	6.3	0.7	2.1	0.2	10.2	1.0	3.4	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
<i>Tolmezzo_12</i>	6.2	3.0	1.0	0.5	9.8	3.3	1.6	0.6	0.0013	0.0005	1.3	0.6
<i>Tolmezzo_13</i>	12.7	5.4	4.2	1.8	11.5	4.1	3.8	1.4	0.0023	0.0014	2.3	1.4
<i>Tolmezzo_14</i>	11.6	1.3	1.9	0.2	13.7	1.6	2.3	0.3	0.0018	0.0003	1.8	0.3

La Figura 5.48 e la Figura 5.49 mostrano gli spostamenti, adimensionalizzati rispetto a h_s , in funzione del rapporto T_{eq}/T_0 ; la Figura 5.50 l'inclinazione della pila ancora in funzione di T_{eq}/T_0 .

I massimi spostamenti orizzontali della testa della pila $u_{imp, max}/h_s$ e del *drift* $u_{rel, max}/h_s$ decrescono al crescere del rapporto T_{eq}/T_0 , e assumono i valori più elevati in prossimità di $T_{eq}/T_0 = 1$. I valori massimi dello spostamento adimensionale dell'impalcato, $u_{imp, max}/h_s$, sono compresi tra 1 e 9 ‰, mentre i valori massimi del *drift* sono compresi

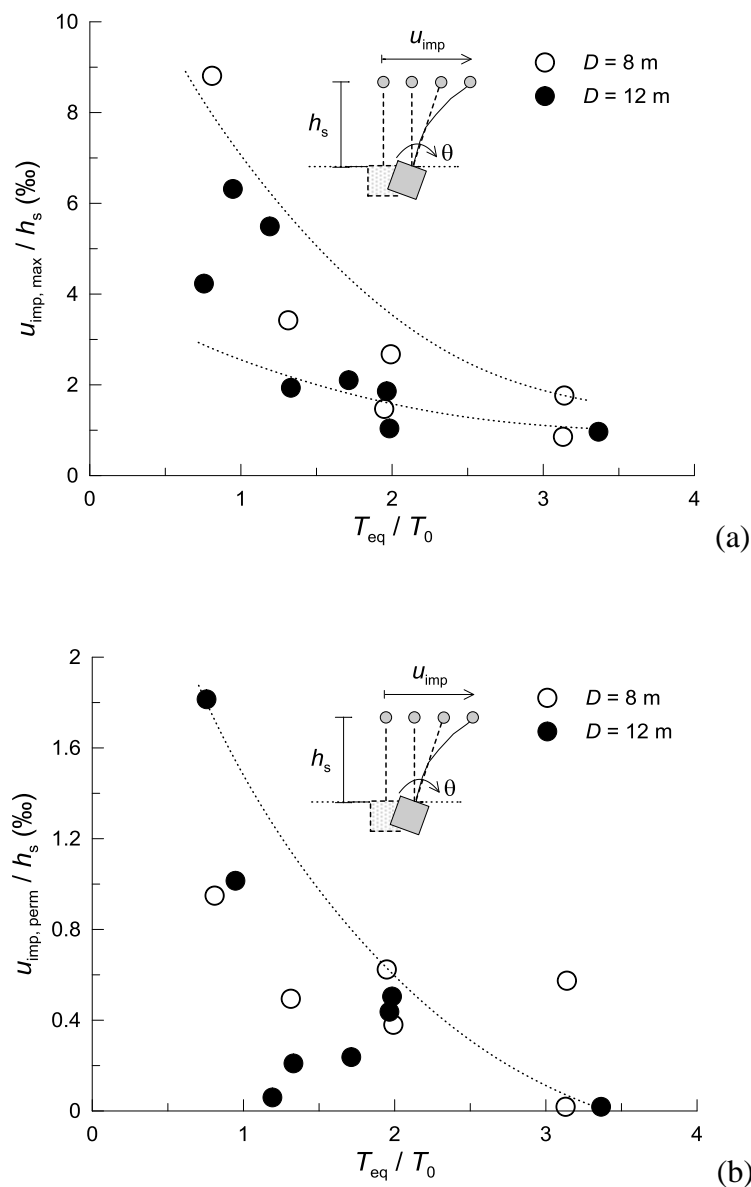


Figura 5.48. Valori massimi (a) e permanenti (b) dello spostamento orizzontale dell'impalcato adimensionale u_{imp}/h_s in funzione del rapporto tra il periodo proprio equivalente del sistema T_{eq} e il periodo fondamentale del deposito T_0 , nelle analisi *Tolmezzo_n*

tra 1.5 e 8 ‰. I valori massimi dell'inclinazione della pila $i_{max} = \tan(\theta_{max})$ decrescono al crescere di T_{eq}/T_0 ma con una riduzione meno accentuata, e sono compresi tra 1 e 2.5 ‰.

Gli andamenti degli spostamenti permanenti dell'impalcato $u_{imp,perm}/h_s$ e del *drift* $u_{rel,perm}/h_s$ mostrano, invece, un andamento meno definito in funzione del rapporto T_{eq}/T_0 , sebbene si riconosca una tendenza alla riduzione di tali spostamenti per sistemi più deformabili. Nel dettaglio, gli spostamenti permanenti della testa della pila sono compresi tra 0 e 1.8 ‰, mentre i valori permanenti del *drift* sono compresi tra 0.1 e

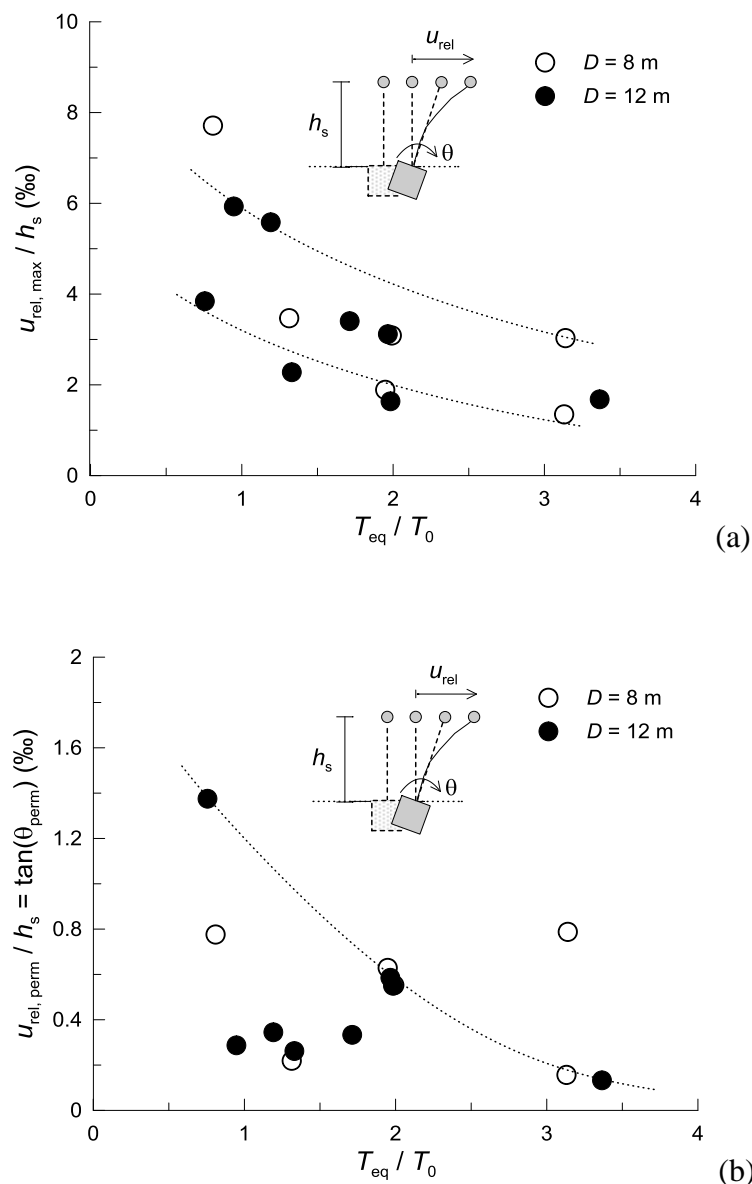


Figura 5.49. Valori massimi (a) e permanenti (b) del *drift* adimensionale u_{rel}/h_s in funzione del rapporto tra il periodo proprio equivalente del sistema T_{eq} e il periodo fondamentale del deposito T_0 , nelle analisi *Tolmezzo_n*

1.4 ‰. I valori più elevati degli spostamenti permanenti sono attinti nella stessa analisi, *Tolmezzo_13*, nella quale il pozzo è caratterizzato da un diametro $D = 12$ m, un rapporto di snellezza $H/D = 2$ e in cui la pila è alta $h_s = 30$ m. Questo è il caso in cui il periodo proprio del sistema assume il valore minimo, $T_{eq} = 0.99$ s, cioè il caso in cui il sistema è maggiormente rigido ed è conseguentemente soggetto alle maggiori azioni allo spiccato di fondazione. Conseguentemente si ha un aumento del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} nei terreni di fondazione. Un'indicazione sintetica di come il grado di mobilitazione della resistenza al taglio si modifichi al variare del periodo

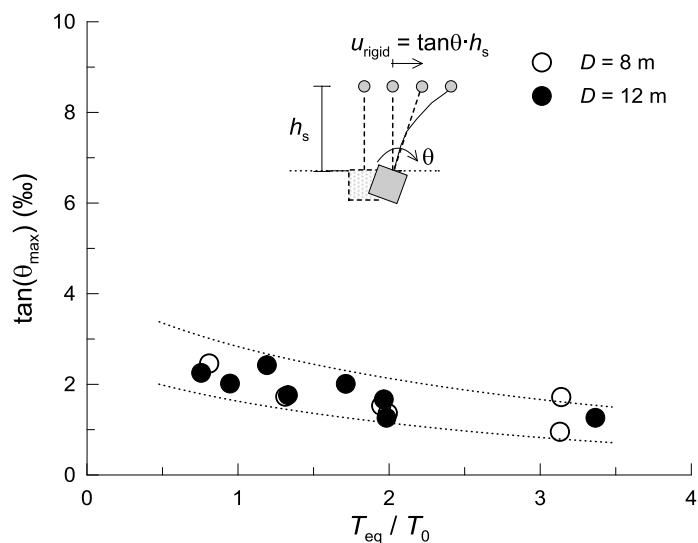


Figura 5.50. Valori massimi dello spostamento rigido adimensionale $u_{rigid}/h_s = \tan(\theta)$ nelle analisi 3D
Tolmezzo_n

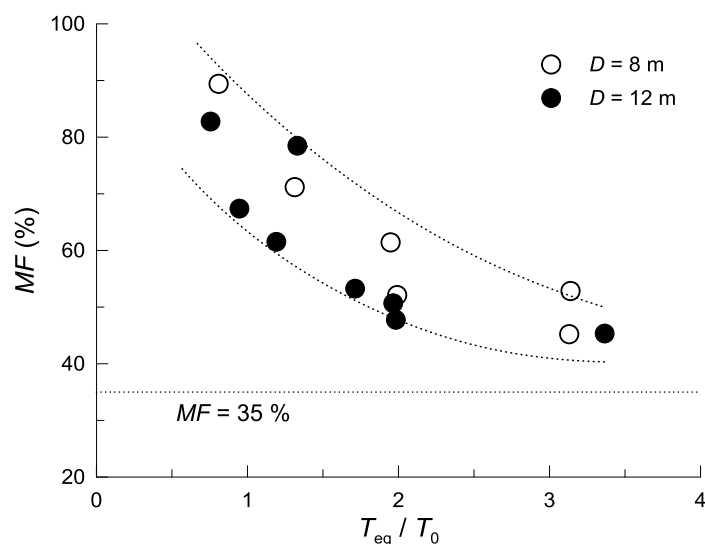


Figura 5.51. Grado di mobilitazione della resistenza al taglio MF in funzione del rapporto tra il periodo proprio equivalente del sistema T_{eq} e il periodo fondamentale del deposito T_0 , per le analisi
Tolmezzo_n

proprio del sistema può essere ottenuta, in via approssimata, calcolando il grado di mobilitazione medio MF (eq. (3.21)) con le azioni massime ricavate dalle analisi 3D. Il calcolo è approssimato, perché le relazioni utilizzate si riferiscono a condizioni drenate, mentre le analisi dinamiche sono state svolte in condizioni non drenate. Operando in questo modo si sono ottenuti i risultati riportati nella Tabella 5.13 e rappresentati nella Figura 5.51.

Il grado di mobilitazione medio MF diminuisce al crescere del rapporto T_{eq}/T_0 , con valori compresi tra 45 e 89 %: all'aumentare del rapporto T_{eq}/T_0 , inoltre, il grado di mobilitazione tende al valore $MF = 35$ % ottenuto in assenza di carichi pseudostatici, cioè in presenza del solo carico verticale corrispondente al peso proprio della sovrastruttura. I risultati sono in accordo con le differenti isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} osservate nelle analisi dinamiche, che hanno mostrato che la resistenza al taglio si mobilita in maggiori volumi di terreno ($\tau_{rel} = 1$) per sistemi caratterizzati da bassi valori del rapporto T_{eq}/T_0 .

Tabella 5.13. Grado di mobilitazione medio MF , ottenuto in condizioni drenate, con le azioni massime $Q_{s,max}$ e $M_{s,max}$ ottenute nelle analisi dinamiche 3D *Tolmezzo_n*

<i>analisi</i>	T_{eq} (s)	T_0 (s)	T_{eq}/T_0	$Q_{s,max}$ (MN)	$M_{s,max}$ (MN·m)	$\gamma_{\phi'}$	MF (%)
<i>Tolmezzo_1</i>	3.61	1.15	3.14	0.6	19.2	1.89	52.8
<i>Tolmezzo_2</i>	2.29	1.15	1.99	1.1	32.7	1.92	52.1
<i>Tolmezzo_3</i>	3.60	1.15	3.13	0.5	27.1	2.21	45.2
<i>Tolmezzo_4</i>	1.06	1.31	0.81	7.9	118.5	1.12	89.4
<i>Tolmezzo_5</i>	1.51	1.15	1.31	3.8	114.2	1.40	71.2
<i>Tolmezzo_6</i>	2.24	1.15	1.95	1.9	116.2	1.63	61.4
<i>Tolmezzo_7</i>	1.37	1.15	1.19	5.3	79.1	1.63	61.5
<i>Tolmezzo_8</i>	2.26	1.15	1.97	2.1	64.0	1.97	50.7
<i>Tolmezzo_9</i>	3.87	1.15	3.37	0.8	50.1	2.21	45.3
<i>Tolmezzo_10</i>	1.25	1.32	0.95	9.5	141.9	1.48	67.4
<i>Tolmezzo_11</i>	1.97	1.15	1.71	4.5	134.1	1.88	53.3
<i>Tolmezzo_12</i>	2.28	1.15	1.98	2.2	132.5	2.09	47.8
<i>Tolmezzo_13</i>	0.99	1.31	0.76	18.4	552.1	1.21	82.8
<i>Tolmezzo_14</i>	1.53	1.15	1.33	10.4	625.5	1.27	78.5

5.5 Influenza delle caratteristiche dell'input sismico

In questo paragrafo sono mostrati i risultati delle analisi svolte variando le caratteristiche dell'input sismico: in particolare, è stata valutata l'influenza del contenuto in frequenza e della durata significativa dell'input sulla prestazione sismica del sistema. Anche in queste analisi vengono simulati gli effetti delle fasi costruttive del pozzo ($\varepsilon_v \neq 0$) e la sovrastruttura pila - impalcato è assimilata a un oscillatore ad un grado di libertà ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 0$) (Tabella 5.7).

5.5.1 Influenza del periodo medio dell'input sismico T_m

Per valutare l'influenza del contenuto in frequenza dell'input sismico sono state svolte le analisi denominate "Assisi_n", nelle quali il segnale sismico di ingresso è costituito da una storia temporale delle accelerazioni relativa all'evento di Assisi. Componente E-W (Figura 5.2). Questo accelerogramma è caratterizzato da un periodo medio pari alla metà di quello dell'accelerogramma di Tolmezzo e, quindi, da frequenze più elevate, ma da valori confrontabili dell'intensità di Arias I_A e della durata significativa T_D (Tabella 5.1).

Al fine di evidenziare gli effetti del contenuto in frequenza dell'input sull'interazione dinamica terreno - pozzo - pila, è stata inizialmente valutata l'influenza del periodo medio sulla risposta della colonna di terreno in condizioni *free - field*.

5.5.1.1 Risposta della colonna di terreno in condizioni *free - field*

La risposta della colonna di terreno in condizioni *free - field* è stata studiata mediante analisi di risposta sismica locale. Le analisi sono state condotte inizialmente con il metodo lineare equivalente, modellando il comportamento meccanico dei terreni mediante un legame costitutivo visco - elastico non lineare. Successivamente, l'analisi è stata svolta con il metodo degli elementi finiti, assumendo per il terreno un legame costitutivo elasto - plastico con incrudimento isotropo (*HS small*), al fine di indagare l'influenza della plasticità dei terreni sulla risposta e per poter valutare successivamente gli effetti dell'interazione terreno - struttura.

Le analisi sono state estese oltre la durata dell'accelerogramma, pari a 29.445 s, per una durata complessiva pari a $T_f = 35.005$ s, per osservare le oscillazioni libere del sistema e calcolare le deformazioni permanenti dello stesso. Il passo temporale di calcolo è pari all'intervallo di acquisizione dell'accelerogramma, $\Delta t = 0.005$ s.

Dalle analisi di risposta sismica locale svolte con il metodo lineare equivalente (codice di calcolo MARTA; Callisto, 2015) sono stati ottenuti i profili del rapporto di accelerazione massima $a_{\text{max}}/a_{\text{max,inp}}$, della deformazione di taglio massima γ_{max} , del rapporto G/G_0 e del rapporto di smorzamento ξ . La Figura 5.52 mostra il confronto tra i profili ottenuti utilizzando l'accelerogramma di Tolmezzo E-W e quello di Assisi. Sebbene i profili delle accelerazioni massime siano differenti, si osservano simili valori

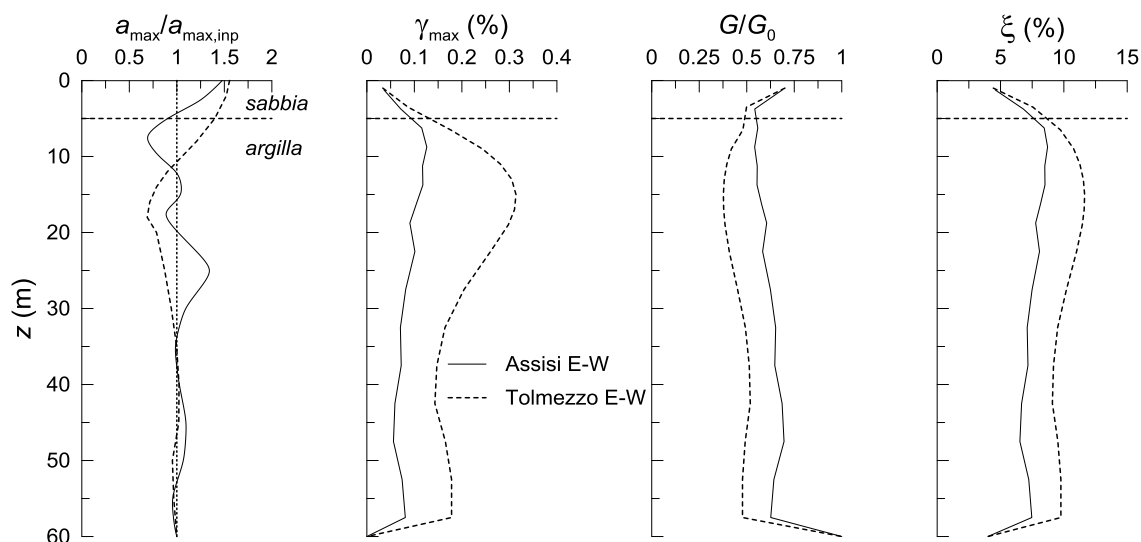


Figura 5.52. Profili del rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} dalle analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* svolte con il metodo lineare equivalente per gli *input* Assisi E-W e Tolmezzo E-W

di $a_{\max}/a_{\max,inp} \approx 1.5$ a piano campagna. Le massime deformazioni di taglio della colonna di terreno calcolate con l'accelerogramma di Assisi sono decisamente inferiori, con valori compresi tra 0.05 e 0.1 %, a fronte dell'intervallo di $\gamma = 0.15 \div 0.3$ % ottenuto con l'accelerogramma di Tolmezzo. Congruentemente, utilizzando l'accelerogramma di Assisi si ottengono valori più elevati di G e valori minori di ξ . Gli spettri di risposta a piano campagna, diagrammati nella Figura 5.53, mostrano valori pressoché identici delle accelerazioni di ancoraggio, $S_a(T=0) \approx 0.5$ g, e valori simili dell'accelerazione spettrale massima $S_{a,max}$, pari a 2.3 g per Assisi e 2.1 g per Tolmezzo. I due spettri differiscono per il contenuto in frequenza; infatti, per Assisi i picchi di accelerazione spettrale si osservano per $T = 0.19$ s e per Tolmezzo a $T = 0.50$ s.

Il confronto tra le funzioni di amplificazione della colonna di terreno è mostrato nella Figura 5.54. Le minori deformazioni di taglio e il minore rapporto di smorzamento ottenuti con l'accelerogramma di Assisi risultano in una funzione di amplificazione con ampiezze e frequenze di risonanza più elevate rispetto a quelle di Tolmezzo.

La principale differenza nella risposta della colonna di terreno ai due *input* sismici è legata, in sintesi, alle minori deformazioni di taglio indotte dall'accelerogramma di Assisi. Ciò è causato dal differente contenuto in frequenza dei due segnali: infatti l'*input* sismico di Assisi, ricco in alte frequenze, "eccita" il terreno nel campo delle frequenze più elevate, dove la funzione di amplificazione assume valori prossimi all'unità; al contrario, l'accelerogramma di Tolmezzo, caratterizzato da frequenze più basse, possiede un contenuto in frequenza prossimo alla seconda frequenza propria del terreno, in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione è pari a circa 2.5.

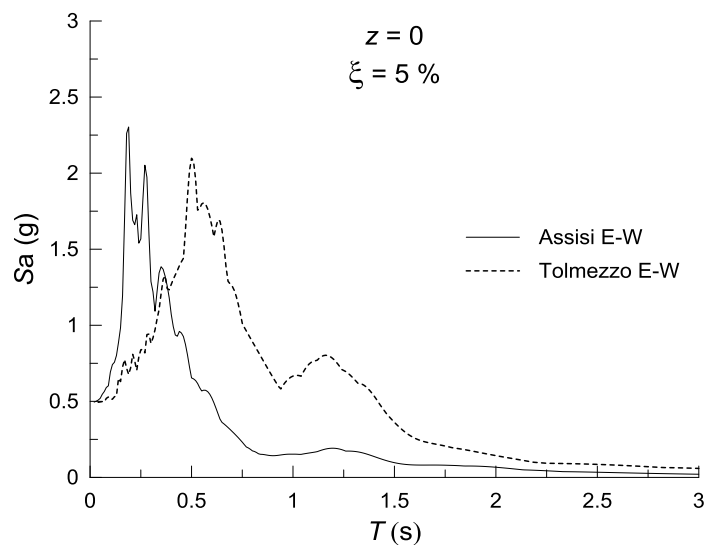


Figura 5.53. Spettri di risposta in accelerazione al piano campagna dalle analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* svolte con il metodo lineare equivalente per gli *input* Assisi E-W e Tolmezzo E-W

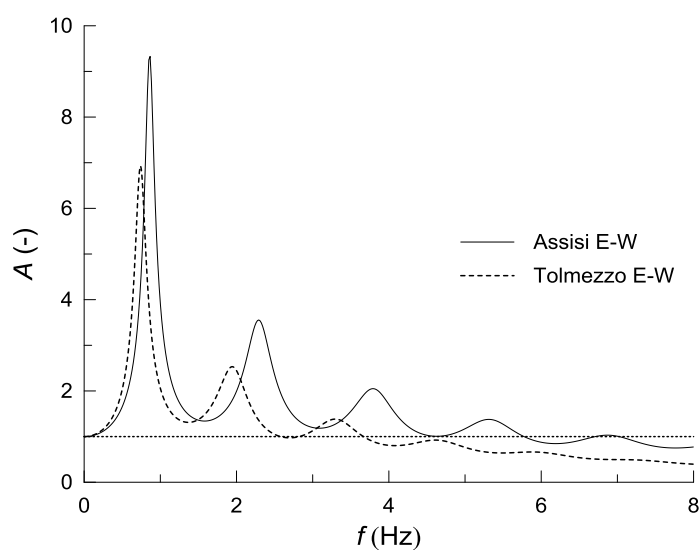


Figura 5.54. Funzioni di amplificazione dalle analisi di risposta sismica locale svolte in condizioni *free - field* con il metodo lineare equivalente per gli *input* Assisi E-W e Tolmezzo E-W

Le analisi di risposta sismica sono state successivamente condotte con il metodo degli elementi finiti, come già esposto nel capitolo 4. L'accelerogramma di Assisi è stato filtrato alla frequenza $f_{\max} = 12$ Hz e i coefficienti di Rayleigh, α_R e β_R , sono stati calibrati seguendo la procedura riportata nel § 4.2.1, avendo scelto come frequenze di controllo $f_m = 2.29$ Hz e $f_n = 5.77$ Hz, in cui f_m è la seconda frequenza propria del deposito (Figura 5.54) e f_n è la prima frequenza oltre la quale la funzione di

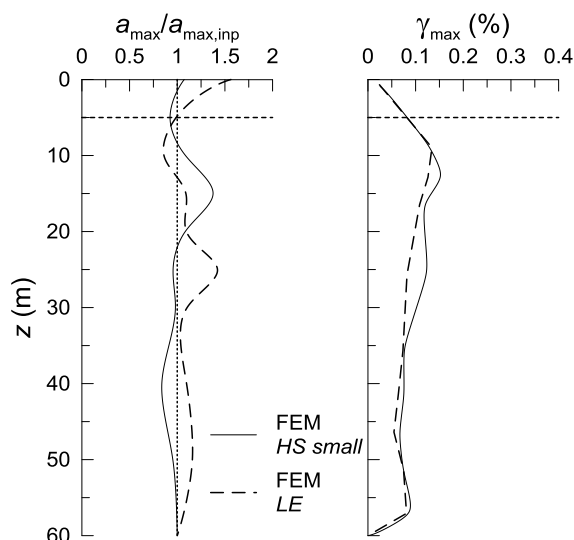


Figura 5.55 Profili del rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,inp}$ e delle deformazioni massime γ_{\max} dalla analisi *FEM* di risposta sismica locale con diverse ipotesi costitutive per l'*input* Assisi E-W

amplificazione assume valori inferiori all'unità. Inizialmente per il terreno è stato assunto un modello costitutivo visco - elastico lineare (*FEM LE*), caratterizzato dai valori operativi del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ ricavati dalla precedente analisi svolta con MARTA; in seguito è stato adottato il modello costitutivo *HS small*. Il confronto tra i risultati delle due analisi è mostrato nella Figura 5.55, in termini di profili di accelerazione e deformazione massima. In questo caso si osserva un migliore accordo tra le due analisi rispetto a quanto osservato per l'accelerogramma di Tolmezzo (Figura 4.12): ciò è attribuibile alle minori deformazioni di taglio indotte dall'accelerogramma di Assisi, in un campo di valori in cui il metodo lineare equivalente fornisce ancora risultati accettabili ($\gamma_{\max} < 0.2 \div 0.3 \%$).

Nella Figura 5.56 sono confrontati i profili di accelerazione, di deformazione massima e permanente e di spostamento orizzontale permanente ottenuti dall'analisi *FEM* di risposta sismica con il modello costitutivo *HS small*, per i due accelerogrammi considerati. I profili di accelerazione massima adimensionale assumono valori simili e prossimi all'unità a piano campagna. Le deformazioni permanenti γ_{perm} ottenute con l'accelerogramma di Assisi presentano un valore massimo pari a 0.072 % alla profondità $z = 15$ m, dove si osserva il valore più elevato di accelerazione massima. Gli spostamenti permanenti u_{perm} sono sostanzialmente minori di quelli ottenuti con l'accelerogramma di Tolmezzo, attestandosi su un valore massimo a piano campagna pari a circa 2.5 mm. La deformata della colonna indica, con l'accelerogramma di Assisi, due inversioni di segno, a riprova del fatto che essa è stata sollecitata alle frequenze più elevate. Con Tolmezzo, invece, è presente una sola inversione di segno, dimostrando che il modo che domina la risposta della colonna è il secondo.

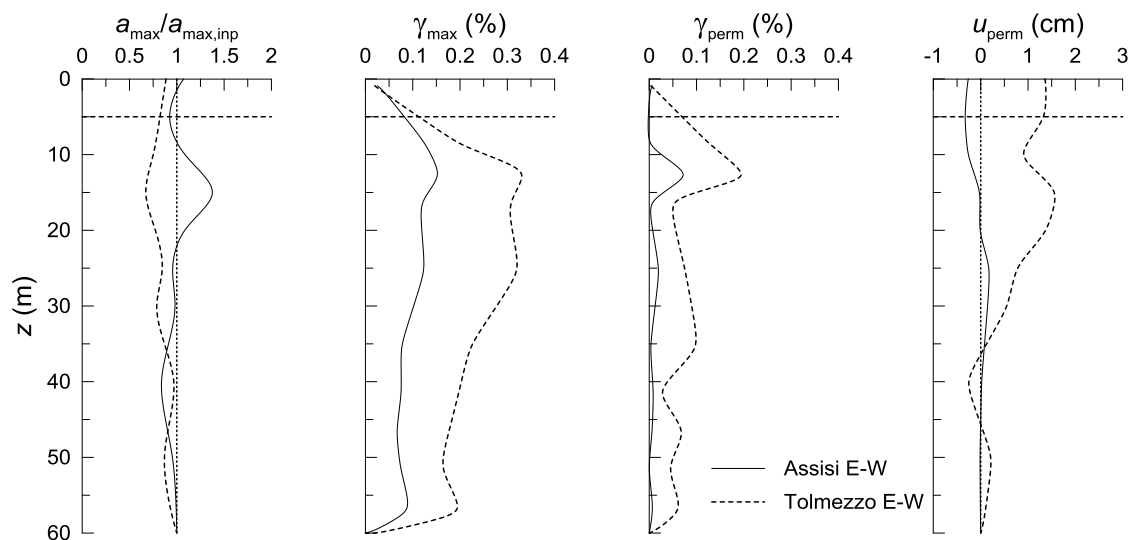


Figura 5.56. Profili del rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} dalle analisi *FEM* di risposta sismica locale con *HS small* per gli input Assisi E-W e Tolmezzo E-W

Le isolinee della deformazione deviatorica plastica γ^p ottenute alla fine della fase dinamica sono rappresentate nella Figura 5.57: si osservano valori massimi compresi tra 0.4 e 0.5 %, pari a circa la metà di quelli ottenuti con l'accelerogramma di Tolmezzo (Figura 4.13).

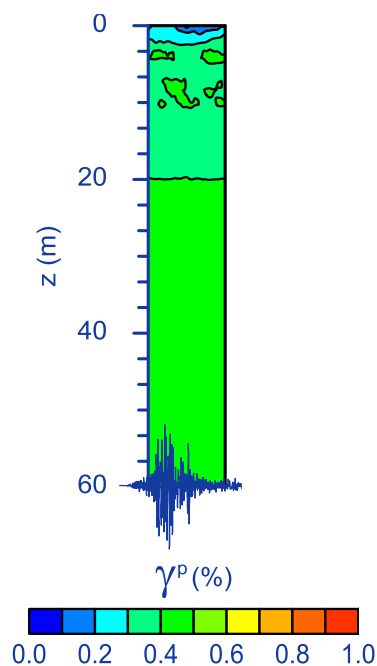


Figura 5.57. Isolinee della deformazione deviatorica plastica alla fine dell'analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* con *HS small* per l'input Assisi E-W

5.5.1.2 Analisi d'interazione 3D con l'accelerogramma di Assisi

I risultati delle analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* hanno mostrato che, in ragione del differente contenuto in frequenza dei due *input* sismici, la colonna di terreno soggetta al segnale di ingresso di Assisi E-W esibisce deformazioni di taglio massime pari a circa la metà di quelle ottenute con l'accelerogramma di Tolmezzo E-W.

L'influenza del contenuto in frequenza sulla risposta dei sistemi terreno - pozzo - pila considerati nello studio parametrico è stata investigata conducendo nove analisi d'interazione 3D, denominate "Assisi_n", le cui caratteristiche sono riportate nella Tabella 5.14.

I risultati ottenuti da queste analisi sono stati confrontati con quelli ottenuti nelle analisi denominate "Tolmezzo_n", eseguite sugli stessi sistemi. In tutte le analisi sono stati simulati gli effetti delle fasi costruttive dei pozzi di fondazione, mediante l'applicazione di una contrazione volumetrica ε_v , e la pila è stata schematizzata come un oscillatore ad un grado di libertà.

Tabella 5.14. Valori assunti per i parametri nelle analisi numeriche "Assisi_n"

nome analisi	D (m)	H/D	h_s (m)	ε_v (%)	$\gamma_{\text{fusto pila}}$ (kN/m ³)	segnale di input	confronto con
Assisi_1	8	1	30	0.90	0	Assisi E-W	Tolmezzo_2
Assisi_2			15				Tolmezzo_7
Assisi_3		0.5	30	0.45	0	Assisi E-W	Tolmezzo_8
Assisi_4			60				Tolmezzo_9
Assisi_5			15				Tolmezzo_10
Assisi_6	12	1	30	0.90	0	Assisi E-W	Tolmezzo_11
Assisi_7			60				Tolmezzo_12
Assisi_8			30				Tolmezzo_13
Assisi_9		2	60	1.80	0	Assisi E-W	Tolmezzo_14

Nella Figura 5.58 sono riportati del rapporto di accelerazione massima $a_{\text{max}}/a_{\text{max,inp}}$, di deformazione massima γ_{max} e permanente γ_{perm} e di spostamento orizzontale permanente u_{perm} ottenuti nell'analisi Assisi_6, in cui il pozzo ha dimensioni $D = H = 12$ m e la pila ha altezza $h_s = 30$ m. Essi si riferiscono alla sezione trasversale del viadotto e a una distanza di 1 m dal bordo del pozzo, come mostrato nell'inserito in figura. Tali risultati sono posti a confronto con quelli ottenuti nell'analisi Tolmezzo_11. Dal confronto si osserva, come già ottenuto per la colonna di terreno in condizioni *free - field*, che il principale effetto del differente contenuto in frequenza dei due accelerogrammi è nel diverso livello di deformazione dei terreni di fondazione: nello specifico, il valore massimo attinto dalla deformazione di taglio γ_{max} è pari a 0.50 % con l'input di Assisi e 1.30 % con l'input sismico di Tolmezzo. Tali differenze si riscontrano anche nei valori permanenti γ_{perm} , che mostrano valori massimi pari a 0.43 % con l'accelerogramma di

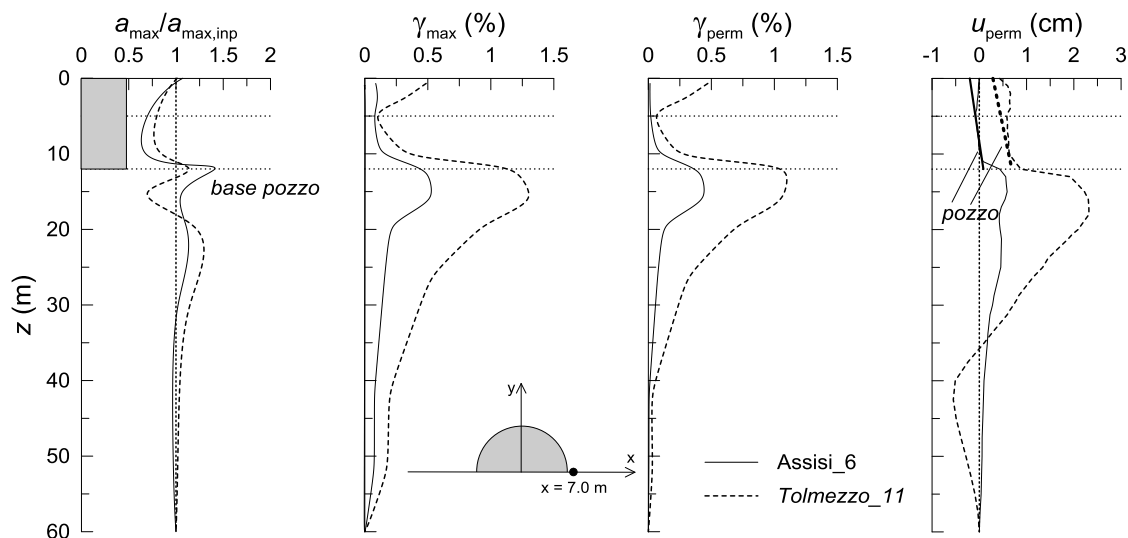


Figura 5.58. Profili del rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,\text{inp}}$, delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} nelle analisi *Assisi_6* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

Assisi e 1.10 % con l'accelerogramma di Tolmezzo. I valori massimi sono attinti alla base del pozzo in entrambi i casi. Il rapporto tra i valori permanenti e massimi delle deformazioni di taglio è quindi pari a 0.85 per entrambi gli accelerogrammi. A causa del differente livello di deformazione indotto dal sisma, gli spostamenti permanenti u_{perm} lungo l'allineamento considerato sono nettamente maggiori con l'accelerogramma di Tolmezzo: in particolare si ha uno spostamento permanente massimo, nuovamente raggiunto al piano di posa della fondazione, pari a $u_{\text{perm}} \approx 0.6$ cm con il segnale di Assisi e a circa 2 cm con il segnale di Tolmezzo. La configurazione deformata finale del pozzo mostra valori simili dell'angolo di rotazione, $\theta_{\text{perm}} = -0.0002$ rad per Assisi e $\theta_{\text{perm}} = -0.0003$ rad per Tolmezzo, mentre presenta valori dello spostamento orizzontale della testa del pozzo di segno opposto, $u_{\text{testa pozzo, perm}} = -0.2$ cm per Assisi e 0.3 cm per Tolmezzo, con un $\Delta u_{\text{testa pozzo, perm}} = 0.5$ cm: la componente traslazionale dello spostamento del pozzo del moto della fondazione è quindi presente solo con l'accelerogramma di Tolmezzo. I profili delle accelerazioni risentono poco del differente contenuto in frequenza, mostrando valori al piano campagna molto prossimi e pari a $a_{\max}/a_{\max,\text{inp}} \approx 1$.

Il diverso contenuto in frequenza dei due *input* influisce anche sugli spettri di risposta in accelerazione ottenuti alla testa del pozzo (Figura 5.59). Come già osservato nelle precedenti analisi, lo spettro di risposta alla testa del pozzo è caratterizzato da ordinate spettrali minori di quelle ottenute a piano campagna in condizioni *free - field*. Ciò è causato da due fattori concomitanti: il comportamento plastico del terreno causato dalle azioni trasmesse dalla sovrastruttura al pozzo (effetti di interazione inerziale), e la riduzione del moto alla testa del pozzo (*FIM*) indotta dall'elevato rapporto di rigidezza

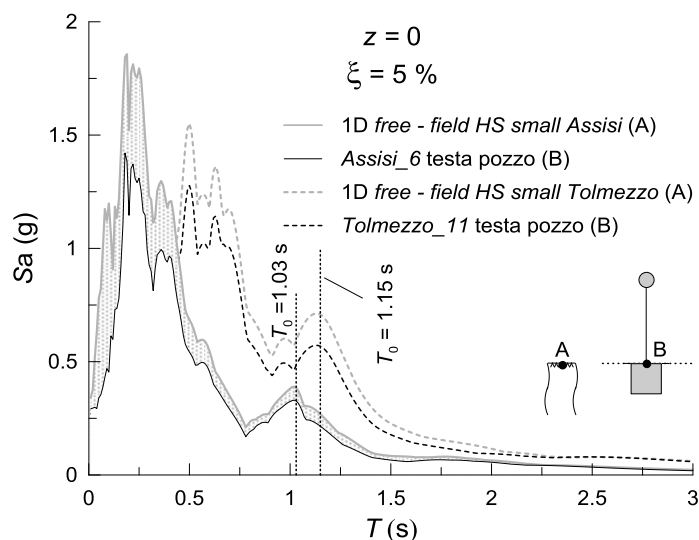


Figura 5.59. Spettri di risposta in accelerazione alla testa del pozzo dalle analisi 3D *Assisi_6* e *Tolmezzo_11* ($D = 12\text{ m}$, $H/D = 1$ e $h_s = 30\text{ m}$) e al piano campagna dalle analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field FEM* svolte con *HS small*

pozzo - terreno (interazione cinematica). Nell'analisi *Assisi_6*, nonostante le deformazioni indotte siano minori di quelle calcolate per l'accelerogramma di Tolmezzo, la differenza tra le ordinate spettrali alla testa del pozzo e al piano campagna è maggiore (Figura 5.59): ciò è attribuibile agli effetti di interazione cinematica (§ 2.2.1.1.1). Infatti, nell'analisi *Assisi_6* la frequenza adimensionale vale $\beta_0 = 2\pi \cdot H/\lambda_m = 1.87$, mentre nell'analisi *Tolmezzo_11* è $\beta_0 = 1.03$. Una maggiore riduzione del moto sismico per gli effetti di interazione cinematica era quindi attesa per l'accelerogramma di Assisi. Dagli stessi spettri di risposta si osserva, inoltre, che il periodo fondamentale della colonna di terreno si sposta verso valori più bassi per l'accelerogramma di Assisi, $T_0 = 1.03\text{ s}$ mentre per Tolmezzo è $T_0 = 1.15\text{ s}$, a ulteriore riprova del fatto che il decadimento della rigidezza al taglio del terreno G è maggiore nell'analisi *Tolmezzo_11*.

Quanto sopra influisce sulle caratteristiche dinamiche dell'intero sistema terreno - pozzo - pila. Le minori deformazioni indotte dall'*input* di Assisi inducono un decremento del periodo proprio del sistema T_{eq} rispetto a quello osservato con l'*input* di Tolmezzo. Infatti, il rapporto tra le ordinate spettrali all'impalcato e alla testa del pozzo $R = S_{a_{imp}}/S_{a_{testa\ pozzo}}$ mostra il picco in corrispondenza di due differenti periodi, pari a $T_{eq} = 1.64\text{ s}$ con l'accelerogramma di Assisi e a $T_{eq} = 1.97\text{ s}$ con l'accelerogramma di Tolmezzo (Figura 5.60).

Il livello di deformazione indotto dal segnale sismico di *input* influisce sulla prestazione dell'intero sistema, che può essere sintetizzata dai valori massimi e permanenti attinti durante l'analisi dinamica dallo spostamento orizzontale della testa della pila u_{imp} , dallo spostamento relativo testa - base pila (*drift*) u_{rel} e dalla rotazione del pozzo θ , nonché

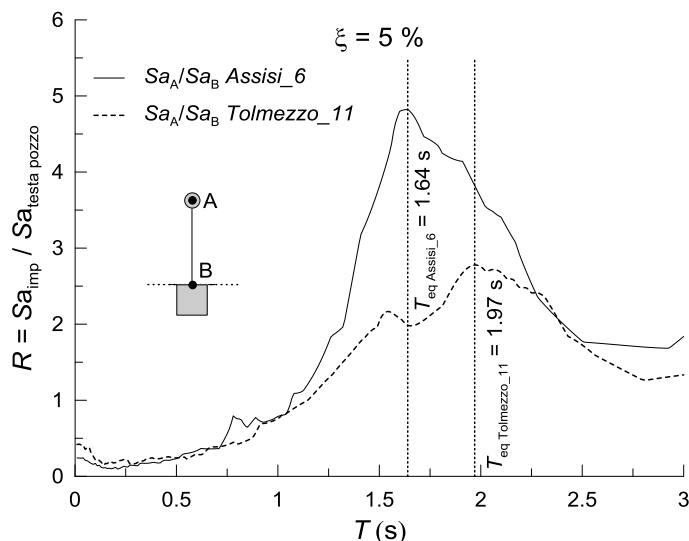


Figura 5.60 Rapporti spettrali dalle analisi 3D *Assisi_6* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

dal cedimento w del pozzo. Le storie temporali del *drift* u_{rel} ottenute nelle due analisi *Assisi_6* e *Tolmezzo_11*, confrontate nella Figura 5.61, mostrano valori massimi rispettivamente pari a $u_{rel, max} = 5.0$ cm e $u_{rel, max} = 10.2$ cm.

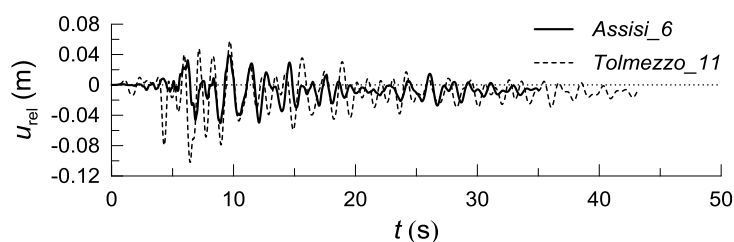


Figura 5.61. Storie temporali del *drift* u_{rel} ottenuto nelle analisi 3D *Assisi_6* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

Le differenze tra i risultati delle due analisi sono ancora maggiori se si considera il cedimento del pozzo w , per il quale si calcolano valori finali pari a 1.8 cm con l'*input* di *Assisi* e a 4.9 cm con l'*input* di *Tolmezzo* (Figura 5.62). Nella stessa figura si osservano differenti valori della rotazione massima del pozzo pari a $\theta_{max} = 0.0007$ rad nell'analisi *Assisi_6* e a $\theta_{max} = 0.0020$ nell'analisi *Tolmezzo_11*. I cedimenti più elevati ottenuti con l'accelerogramma di *Tolmezzo* sono dovuti al maggiore accoppiamento tra la tensione di taglio, costituita dalle onde S che si propagano all'interno del dominio, e le sovrappressioni interstiziali.

Le isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} e della deformazione deviatorica ε_s ottenute a fine sisma per l'analisi *Assisi_6* sono diagrammate nella Figura 5.63. I valori massimi sono attinti ai bordi della base del pozzo, con $\tau_{rel} \approx 0.8$ e $\varepsilon_s \approx 0.6\%$: tali valori sono inferiori a quelli osservati per l'analisi *Tolmezzo_11*, soprattutto in termini di deformazioni (Figura 5.27).

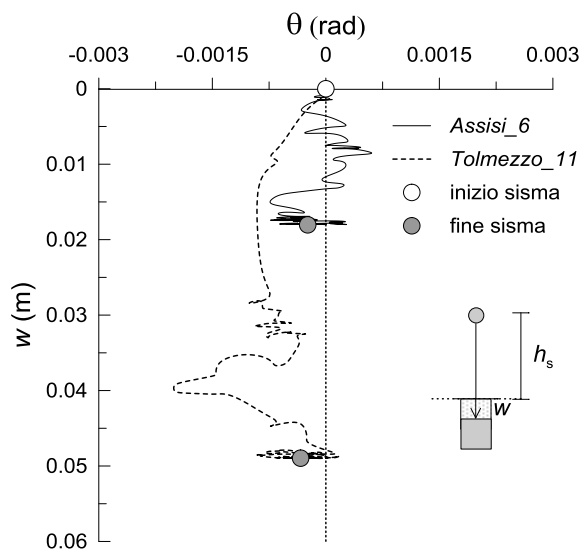


Figura 5.62. Curve cedimento w - rotazione θ del pozzo dalle analisi 3D *Assisi_6* e *Tolmezzo_11*
 ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

I valori massimi e permanenti degli spostamenti orizzontali della testa della pila u_{imp} , del *drift* u_{rel} , adimensionalizzati rispetto all'altezza della pila, e dell'angolo di rotazione θ ottenuti in tutte le analisi sono riportati nella Tabella 5.15.

Tabella 5.15. Valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} , del *drift* u_{rel} e dell'angolo di rotazione θ , nelle analisi *Assisi_n* e *Tolmezzo_n*

analisi	u_{imp} (cm)		u_{imp}/h_s (‰)		u_{rel} (cm)		u_{rel}/h_s (‰)		θ (rad)		$i = \tan\theta$ (‰)	
	max	perm	max	max	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm
<i>Assisi_1</i>	3.6	0.2	1.2	0.1	4.5	0.1	1.5	0.0	0.0005	2 E-05	0.5	0.0
<i>Tolmezzo_2</i>	8.0	1.1	2.7	0.4	9.3	1.7	3.1	0.6	0.0014	0.0006	1.4	0.6
<i>Assisi_2</i>	4.3	0.0	2.9	0.0	4.0	0.1	2.7	0.0	0.0009	4 E-05	0.9	0.0
<i>Tolmezzo_7</i>	8.2	0.0	5.5	0.1	8.4	0.5	5.6	0.3	0.0024	0.0003	2.4	0.3
<i>Assisi_3</i>	4.1	0.8	1.4	0.3	4.0	0.6	1.3	0.2	0.0006	0.0002	0.6	0.2
<i>Tolmezzo_8</i>	5.6	1.3	1.9	0.4	9.4	1.8	3.1	0.6	0.0017	0.0006	1.7	0.6
<i>Assisi_4</i>	3.2	0.3	0.5	0.0	4.7	0.3	0.8	0.0	0.0005	5 E-05	0.5	0.0
<i>Tolmezzo_9</i>	5.8	0.0	1.0	0.0	10.1	0.8	1.7	0.1	0.0013	0.0001	1.3	0.1
<i>Assisi_5</i>	5.8	0.5	3.8	0.4	4.8	0.3	3.2	0.2	0.0011	0.0002	1.1	0.2
<i>Tolmezzo_10</i>	9.5	1.5	6.3	1.0	8.9	0.4	5.9	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
<i>Assisi_6</i>	5.7	0.9	1.9	0.3	5.0	0.7	1.7	0.2	0.0007	0.0002	0.7	0.2
<i>Tolmezzo_11</i>	6.3	0.7	2.1	0.2	10.2	1.0	3.4	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
<i>Assisi_7</i>	3.2	0.3	0.5	0.1	4.2	0.3	0.7	0.1	0.0004	4 E-05	0.4	0.1
<i>Tolmezzo_12</i>	6.2	3.0	1.0	0.5	9.8	3.3	1.6	0.6	0.0013	0.0005	1.3	0.6
<i>Assisi_8</i>	6.3	0.6	2.1	0.2	5.1	0.5	1.7	0.2	0.0008	0.0002	0.8	0.2
<i>Tolmezzo_13</i>	12.7	5.4	4.2	1.8	11.5	4.1	3.8	1.4	0.0023	0.0014	2.3	1.4
<i>Assisi_9</i>	5.8	0.2	1.0	0.0	5.0	0.0	0.8	0.0	0.0006	9 E-06	0.6	0.0
<i>Tolmezzo_14</i>	11.6	1.3	1.9	0.2	13.7	1.6	2.3	0.3	0.0018	0.0003	1.8	0.3

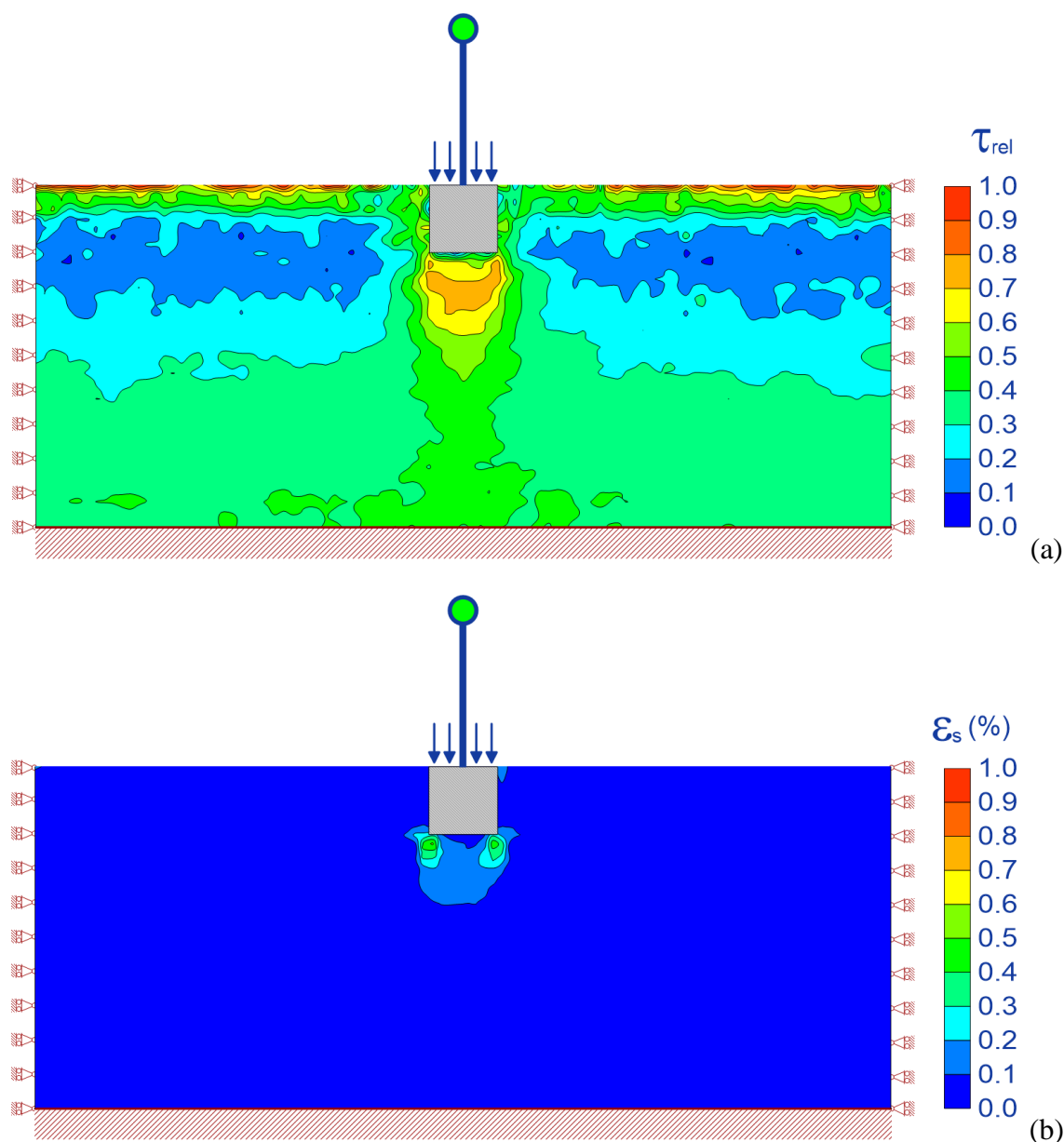


Figura 5.63. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) per l'analisi *Assisi_6* ($D = 12$ m, $H/D = 1$, $h_s = 30$ m) alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia

Gli spostamenti e le rotazioni ottenute con l'accelerogramma di Assisi e di Tolmezzo mostrano sensibili differenze, sia in termini di valori massimi, sia in termini di spostamenti permanenti. I risultati sono rappresentati nella Figura 5.64, Figura 5.65 e Figura 5.66, per gli spostamenti adimensionali dell'impalcato u_{imp}/h_s , per il drift u_{rel}/h_s e per l'inclinazione della pila dovuta alla rotazione del pozzo $i = \tan\theta$. In generale, gli spostamenti ottenuti con l'accelerogramma di Assisi sono minori o uguali alla metà di quelli ottenuti con Tolmezzo, con riferimento sia ai valori massimi sia a quelli

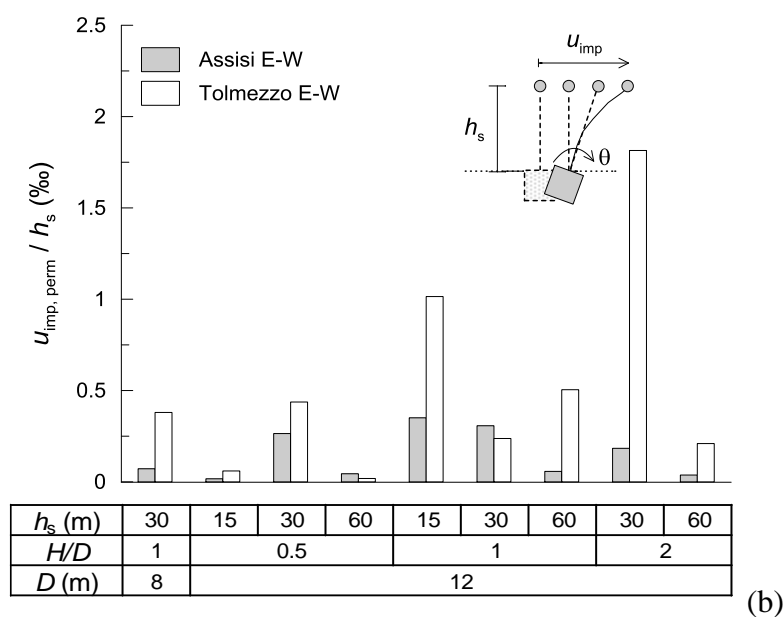
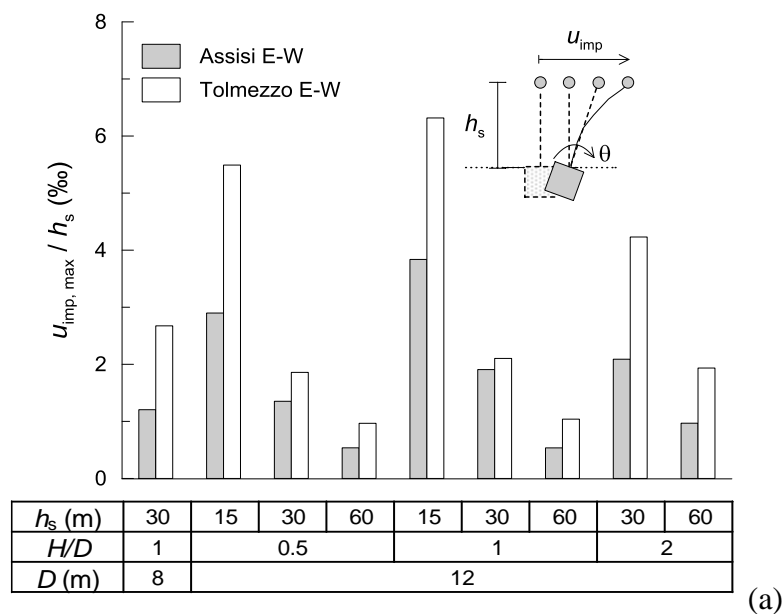


Figura 5.64. Valori massimi (a) e permanenti (b) dello spostamento orizzontale dell'impalcato adimensionale u_{imp}/h_s dalle analisi 3D Assisi_n e Tolmezzo_n

permanenti. Nello specifico, con l'accelerogramma di Assisi si osservano valori massimi del rapporto $u_{imp,max}/h_s$ compresi tra 0.5 e 3.8 ‰, e valori permanenti $u_{imp,perm}/h_s$ compresi tra 0.02 e 0.35 ‰. Con l'accelerogramma di Tolmezzo, invece, gli spostamenti massimi $u_{imp,max}/h_s$ sono compresi tra 1.0 e 6.3 ‰, mentre i valori permanenti $u_{imp,perm}/h_s$ sono compresi tra 0.02 e 1.81 ‰.

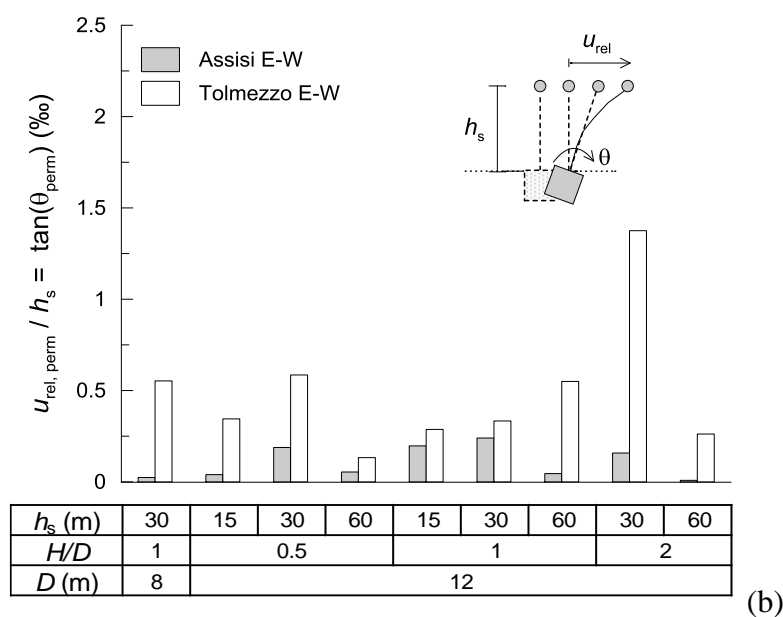
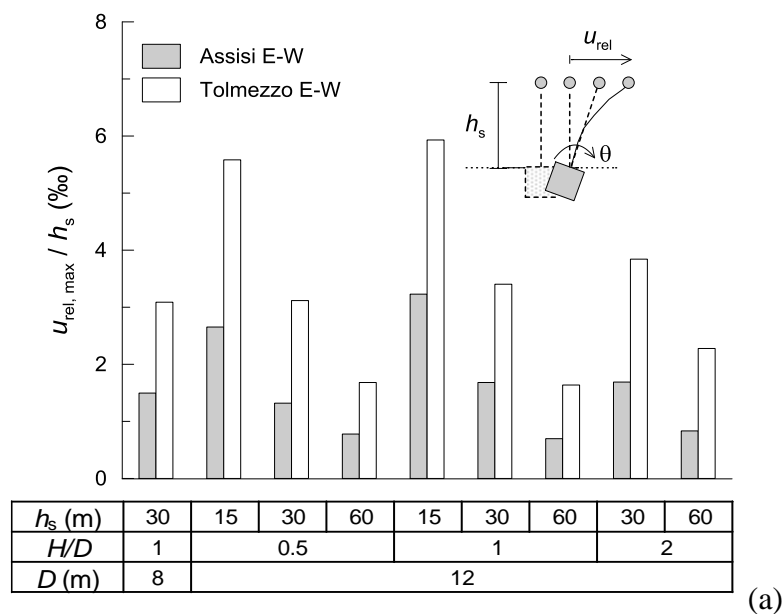


Figura 5.65. Valori massimi (a) e permanenti (b) del *drift* adimensionale u_{rel}/h_s dalle analisi 3D *Assisi_n* e *Tolmezzo_n*

Nella Figura 5.67 è mostrato il rapporto tra i valori permanenti e massimi dello spostamento dell'impalcato, $u_{imp, perm}/u_{imp, max}$, al variare del segnale sismico di ingresso: si osserva che il rapporto è, in generale, minore per l'accelerogramma di Assisi. Valori ridotti di tale rapporto indicano una componente reversibile della deformazione dei terreni di fondazione prevalente rispetto a quella irreversibile.

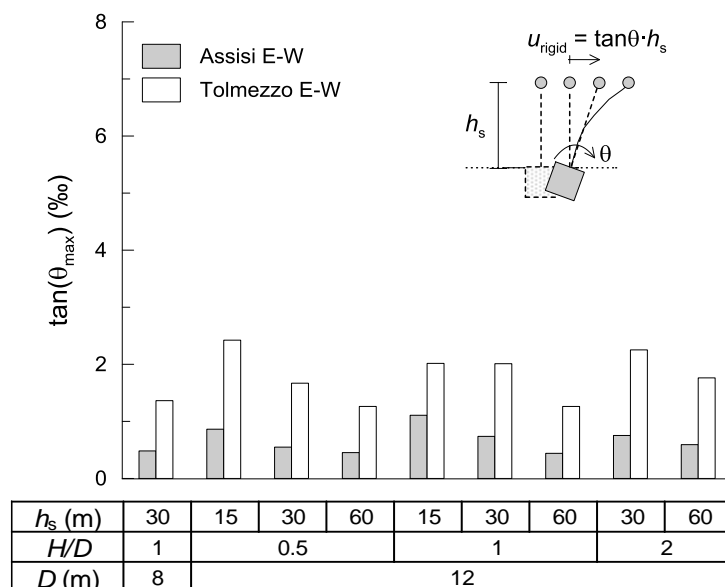


Figura 5.66. Valori massimi dello spostamento rigido adimensionale $u_{rigid}/h_s = \tan(\theta)$ dalle analisi 3D *Assisi_n* e *Tolmezzo_n*

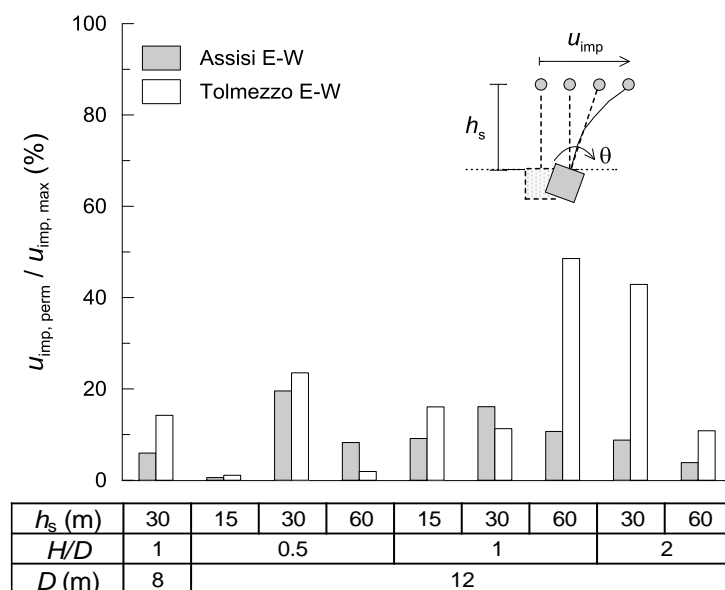


Figura 5.67. Rapporto tra il valore permanente e massimo dello spostamento dell'impalcato u_{imp} dalle analisi 3D *Assisi_n* e *Tolmezzo_n*

Come già osservato nel § 5.4.4, i valori massimi e permanenti degli spostamenti diminuiscono al crescere del rapporto T_{eq}/T_0 , in cui T_{eq} è il periodo proprio dell'intero sistema e T_0 è il periodo fondamentale del deposito, e gli spostamenti maggiori si ottengono per $T_{eq}/T_0 \approx 1$, per effetto dell'amplificazione dei periodi del moto prossimi a T_0 e T_{eq} . Nello specifico, come riportato nella Figura 5.68, per $T_{eq}/T_0 \approx 1.15$ viene attinto

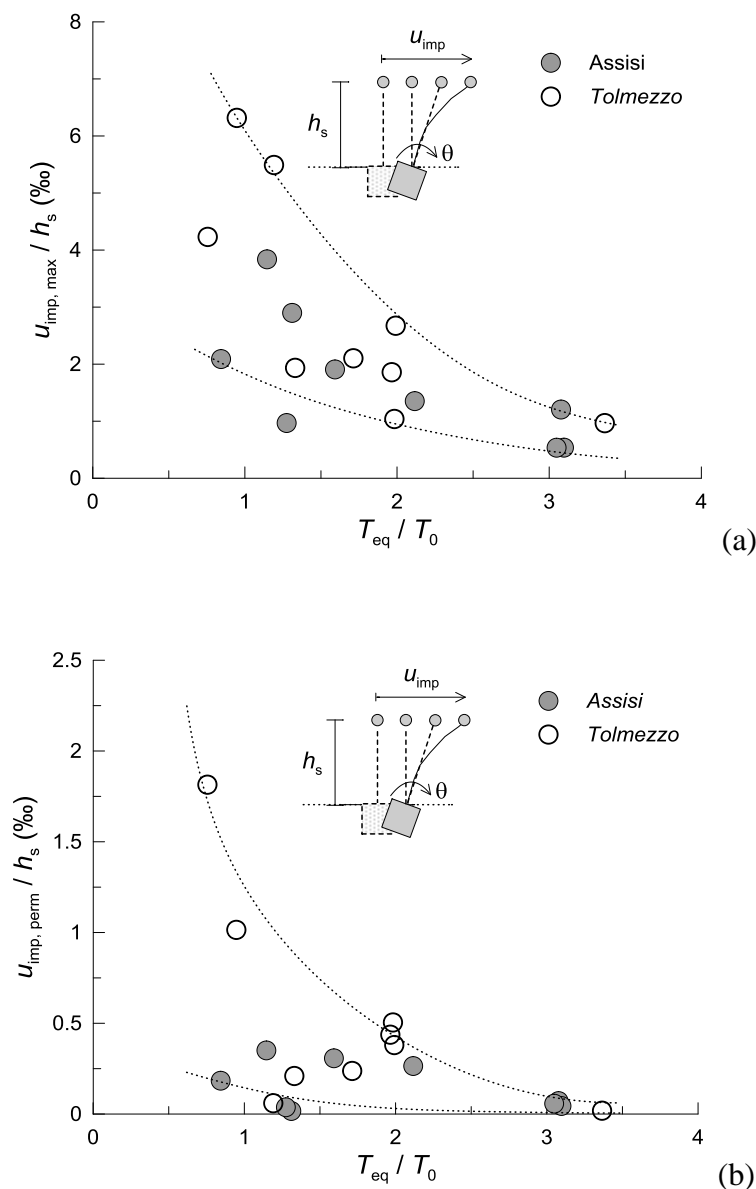


Figura 5.68. Valori massimi (a) e permanenti (b) dello spostamento orizzontale dell'impalcato adimensionale u_{imp}/h_s in funzione del rapporto tra il periodo proprio equivalente del sistema T_{eq} e il periodo fondamentale del deposito T_0 , dalle analisi *Assisi_n* e *Tolmezzo_n*

il valore massimo ottenuto tra i diversi sistemi, $u_{imp,max}/h_s \approx 3.84$ ‰; in corrispondenza dello stesso periodo, si ha il valore massimo tra gli spostamenti permanenti $u_{imp,perm}/h_s \approx 0.35$ ‰. All'aumentare del rapporto T_{eq}/T_0 diminuiscono le ordinate spettrali in testa al pozzo (Figura 5.59) e si riducono le azioni inerziali della sovrastruttura. É da notare che lo spettro di risposta in testa al pozzo tiene già conto dei fenomeni di interazione cinematica e inerziale che intervengono durante la propagazione del moto sismico. All'aumentare del rapporto T_{eq}/T_0 , quindi, diminuisce il grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Nella Figura 5.69 si riportano le isolinee del grado di mobilitazione τ_{rel} ottenute a fine sisma nelle analisi *Assisi_5* e

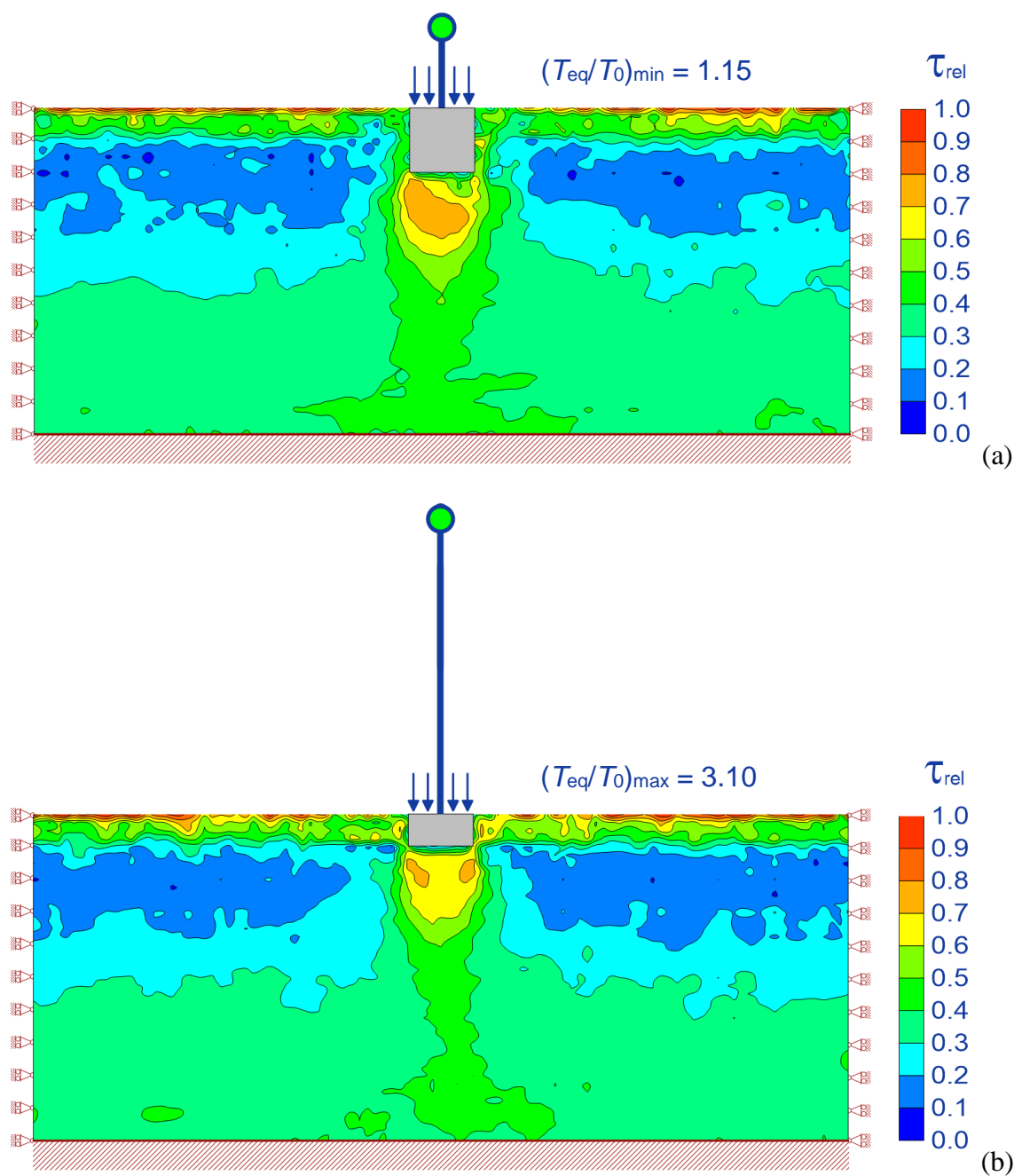


Figura 5.69. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia nell'analisi *Assisi_5* ($D = 12$ m, $H/D = 1$, $h_s = 15$ m, a)) e *Assisi_4* ($D = 12$ m, $H/D = 0.5$, $h_s = 60$ m, b))

Assisi_4, per le quali sono stati ottenuti, rispettivamente, i valori minimo e massimo del rapporto T_{eq}/T_0 , pari a $(T_{eq}/T_0)_{min} = 1.15$ e $(T_{eq}/T_0)_{max} = 3.10$. Si osserva che il grado di mobilitazione osservato alla base del pozzo è prossimo a 0.75 per $(T_{eq}/T_0)_{min}$ e a 0.65 per $(T_{eq}/T_0)_{max} = 3.10$.

Una stima del valore medio di τ_{rel} al variare del rapporto T_{eq}/T_0 è stata ottenuta utilizzando le relazioni di Terzaghi e Froelich (1936) riportate nel § 3.2.1 per il calcolo

del grado di mobilitazione medio MF della resistenza al taglio (equazione (3.21)): come già discusso nel § 5.4.4, questa è una stima approssimata del grado di mobilitazione effettivo, poiché nelle analisi dinamiche si sono assunte condizioni non drenate, mentre con le relazioni riportate nel § 3.2.1 sono state assunte condizioni drenate. Le azioni utilizzate per il calcolo sono le massime calcolate in testa al pozzo nelle analisi dinamiche ($Q_{s,max}$ e $M_{s,max}$). I risultati così ottenuti sono riportati nella Tabella 5.16.

Tabella 5.16. Grado di mobilitazione medio MF , ottenuto in condizioni drenate, con le azioni massime $Q_{s,max}$ e $M_{s,max}$ ottenute nelle analisi dinamiche 3D *Assisi_n*

<i>analisi</i>	T_{eq} (s)	T_0 (s)	T_{eq}/T_0	$Q_{s,max}$ (MN)	$M_{s,max}$ (MN·m)	$\gamma_{\phi'}$	MF (%)
<i>Assisi_1</i>	3.17	1.03	3.08	0.5	15.4	2.49	40.2
<i>Assisi_2</i>	1.35	1.03	1.31	3.1	46.5	2.01	49.6
<i>Assisi_3</i>	2.18	1.03	2.12	1.2	35.1	2.30	43.6
<i>Assisi_4</i>	3.19	1.03	3.10	0.5	29.7	2.42	41.4
<i>Assisi_5</i>	1.18	1.03	1.15	6.7	100.6	1.85	54.0
<i>Assisi_6</i>	1.64	1.03	1.59	2.8	85.3	2.31	43.3
<i>Assisi_7</i>	3.14	1.03	3.05	1.2	72.7	2.59	38.6
<i>Assisi_8</i>	0.97	1.15	0.84	13.0	391.5	1.49	67.1
<i>Assisi_9</i>	1.30	1.02	1.27	6.3	379.2	1.87	53.5

Il grado di mobilitazione medio MF diminuisce all'aumentare del rapporto T_{eq}/T_0 , con valori compresi tra 38 % e 67 % per l'accelerogramma di Assisi, a fronte dell'intervallo individuato con l'accelerogramma di Tolmezzo, compreso tra 45 % e 82 % (Figura 5.70). Il grado di mobilitazione tende al valore $MF = 35$ % ottenuto in assenza di carichi pseudostatici, cioè in presenza del solo carico verticale corrispondente al peso proprio della sovrastruttura.

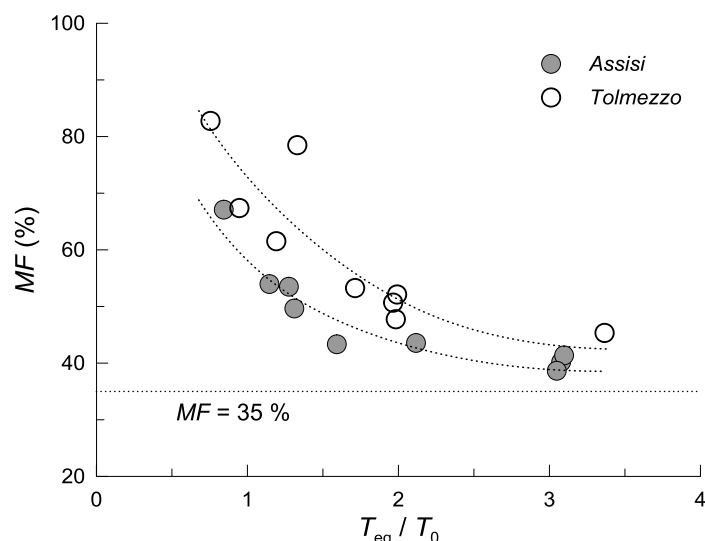


Figura 5.70. Grado di mobilitazione della resistenza al taglio MF in funzione del rapporto tra il periodo proprio equivalente del sistema T_{eq} e il periodo fondamentale del deposito T_0 , dalle analisi *Assisi_n* e *Tolmezzo_n*

5.5.2 Influenza della durata significativa dell'input sismico T_D

Per valutare l'influenza della durata significativa dell'input sismico sono state svolte le analisi denominate "Adana_n", nelle quali il segnale sismico di ingresso è costituito dalla storia temporale delle accelerazioni relativa all'evento di Adana, componente E-W (Figura 5.3). Come riportato nella Tabella 5.1, tale accelerogramma è caratterizzato da una durata significativa $T_{D, Adana\ E-W} \approx 2.5 \cdot T_{D, Tolmezzo\ E-W}$, per valori confrontabili dell'intensità di Arias I_A e del contenuto in frequenza (T_m prossimi, T_p identici).

Inizialmente si è valutata l'influenza della durata significativa T_D sulla risposta della colonna di terreno in condizioni *free - field*.

5.5.2.1 Risposta della colonna di terreno in condizioni *free - field*

Le analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* sono state condotte seguendo i passi già delineati per gli altri due accelerogrammi considerati nello studio (capitolo 4 per Tolmezzo, § 5.5.1.1 per Assisi). Nuovamente, le analisi elasto - plastiche sono state estese oltre la durata dell'accelerogramma, in questo caso pari a 29.215 s, per una durata complessiva $T_f = 35.005$ s. Il passo temporale di calcolo è pari all'intervallo di acquisizione dell'accelerogramma, $\Delta t = 0.005$ s.

Dall'analisi di risposta sismica locale svolta con il metodo lineare equivalente (codice di calcolo MARTA; Callisto, 2015) sono stati ottenuti i profili riportati nella Figura 5.71, nella quale sono diagrammati, per confronto, anche i profili ottenuti con l'accelerogramma di Tolmezzo.

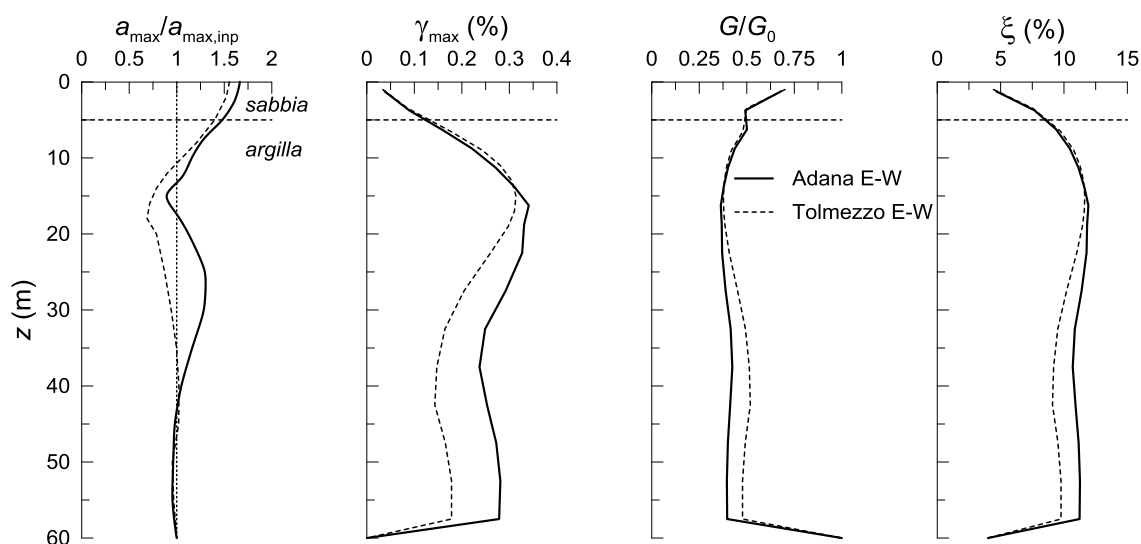


Figura 5.71. Profili del rapporto di accelerazione $a_{max}/a_{max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} dalle analisi *FEM* di risposta sismica locale con *HS small* per gli input Adana E-W e Tolmezzo E-W

I risultati ottenuti mostrano un sostanziale accordo tra le due analisi, in particolar modo per quanto riguarda la forma dei profili. Nello specifico, il rapporto delle accelerazioni massime $a_{\max}/a_{\max,\text{inp}}$ relativo all'accelerogramma di Adana mostra valori leggermente più elevati di quelli ottenuti con Tolmezzo, con valori molto prossimi a piano campagna (1.66 e 1.55). Il massimo valore di γ_{\max} è pari a 0.34 % per Adana e 0.31 % per Tolmezzo. I profili di G/G_0 e del rapporto di smorzamento ξ ottenuti con l'accelerogramma di Adana presentano valori simili a quelli ottenuti con la storia temporale di Tolmezzo, compresi tra 0.37 e 0.63 per G/G_0 e tra 5 e 12 % per ξ .

Il buon accordo riscontrato nei profili ottenuti dalle analisi svolte con il metodo lineare equivalente riflette la sostanziale equivalenza dei due accelerogrammi in termini di intensità di Arias I_A e contenuto in frequenza. La differenza in termini di durata significativa T_D non può essere colta dal metodo lineare equivalente, poiché in esso il decadimento del modulo di rigidezza e l'incremento del rapporto di smorzamento sono calcolati sulla base della sola deformazione di taglio attinta in corrispondenza di un generico istante temporale.

Nelle Figura 5.72 sono riportati gli spettri di risposta in accelerazione al piano campagna ottenuti con i due accelerogrammi di Adana e Tolmezzo. I due spettri di risposta mostrano differenti valori di picco: nello specifico, si ha $S_{a\max} = 1.63 \text{ g}$ per Adana e $S_{a\max} = 2.10 \text{ g}$ per Tolmezzo; i picchi sono tuttavia collocati in corrispondenza degli stessi periodi, $T = 0.51 \text{ s}$ per Adana e $T = 0.50 \text{ s}$ per Tolmezzo. Ai periodi più elevati l'accelerazione spettrale presenta valori più elevati per Adana. Le differenze riscontrate nei due spettri di risposta dipendono dal fatto che il periodo medio T_m , e quindi il contenuto in frequenza, dei due accelerogrammi è simile ma non coincidente.

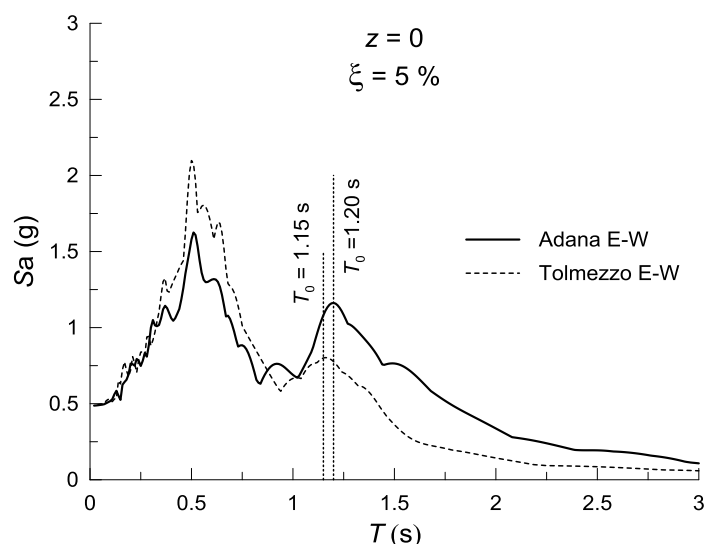


Figura 5.72. Spettri di risposta in accelerazione al piano campagna dalle'analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* svolte mediante il metodo lineare equivalente per i due *input*, Adana E-W e Tolmezzo E-W

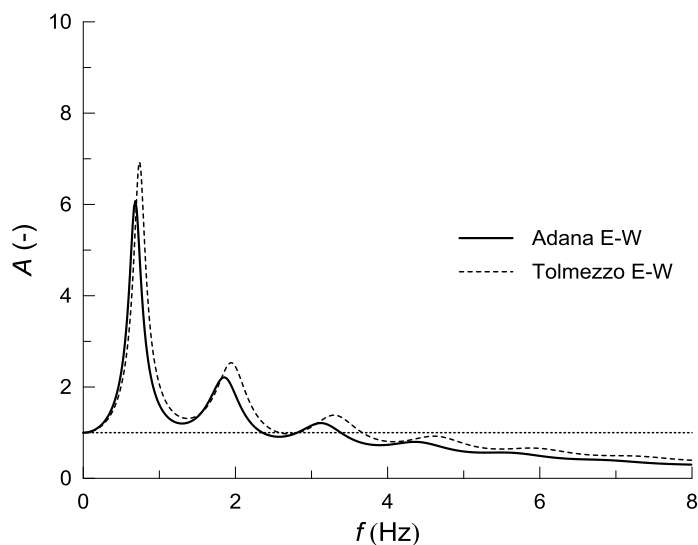


Figura 5.73. Funzioni di amplificazione dalle analisi di risposta sismica locale svolte in condizioni *free - field* con il metodo lineare equivalente per gli *input* Adana E-W e Tolmezzo E-W

Le funzioni di amplificazione della Figura 5.73 mostrano un sostanziale accordo in termini di valori di picco e di frequenze di risonanza, ad ulteriore conferma del fatto che gli effetti dei due accelerogrammi sul deposito di terreno sono sostanzialmente coincidenti.

Le analisi di risposta sismica in condizioni *free - field* sono state svolte anche con il metodo degli elementi finiti (*FEM*) riferendosi alla colonna di terreno mostrata nella Figura 4.1. L'accelerogramma di Adana è stato filtrato alla frequenza $f_{\max} = 12$ Hz, come già fatto per gli altri due *input* sismici considerati nello studio. I coefficienti di Rayleigh α_R e β_R sono stati calibrati seguendo la procedura proposta da Amorosi *et al.* (2010) riportata nel § 4.2.1, avendo scelto come frequenze di controllo $f_m = 0.68$ Hz e $f_n = 3.39$ Hz, in cui f_m è la frequenza fondamentale della colonna di terreno (Figura 5.73), mentre f_n è la prima frequenza oltre la quale la funzione di amplificazione assume valori inferiori all'unità.

La Figura 5.74 mostra il confronto tra i profili di accelerazione e di deformazione massima ottenuti dalle analisi *FEM* con le due diverse ipotesi costitutive per il terreno, assunto come un mezzo visco - elastico lineare (*FEM LE*) e elasto - plastico con incrudimento isotropo (*FEM HS small*). Nell'ipotesi di mezzo visco - elastico lineare, i valori del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ sono quelli operativi ottenuti dall'analisi svolta con il codice MARTA. Considerando il comportamento non lineare irreversibile dei terreni di fondazione si ottengono risultati significativamente diversi da quelli ottenuti con il metodo lineare equivalente. In particolare, il profilo di accelerazione ottenuto con *HS small* presenta valori di accelerazione compresi tra 0.75 e 1, più bassi di quelli ottenuti nell'ipotesi di comportamento visco - elastico lineare lungo tutta la colonna di terreno. Ciò può essere attribuito al raggiungimento della

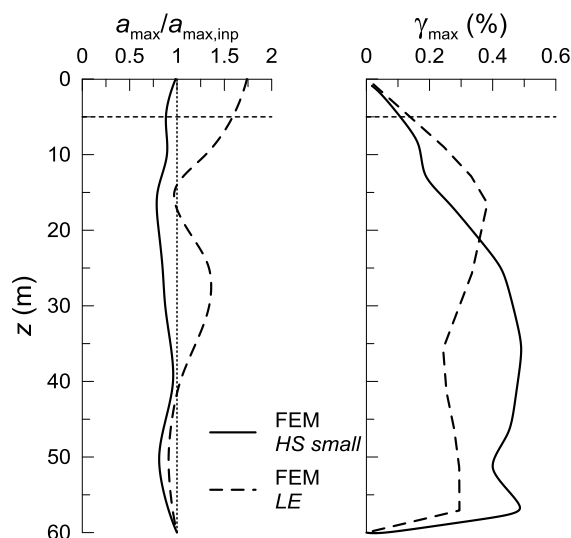


Figura 5.74. Profili del rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,inp}$ e delle deformazioni massime γ_{\max} dalla analisi *FEM* di risposta sismica locale con diverse ipotesi costitutive per l'*input* Adana E-W

resistenza al taglio disponibile durante la fase dinamica, con conseguente sviluppo di deformazioni plastiche, che riduce la trasmissione delle accelerazioni a piano campagna. Anche il confronto tra le deformazioni massime γ_{\max} presenta differenze non trascurabili, con valori massimi pari a 0.49 % con *HS small* e 0.38 % con il mezzo visco - elastico lineare.

Nella Figura 5.75 sono confrontati i profili ottenuti utilizzando l'*input* sismico di Adana e di Tolmezzo a parità di modellazione costitutiva (*HS small*). I profili di accelerazione massima ottenuti con i due accelerogrammi sono praticamente coincidenti. Differenze maggiori si osservano nei valori delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} : nello specifico, la massima deformazione permanente ottenuta con Adana (0.39 %) è pari al doppio di quella ottenuta con Tolmezzo (0.20 %). Inoltre, il rapporto $\gamma_{perm}/\gamma_{\max}$ presenta valori più alti per l'accelerogramma di Adana, compresi tra 0.83 e 0.21, a fronte dei valori 0.60 ÷ 0.14 relativi a Tolmezzo. Nei primi 10 m di profondità le deformazioni permanenti indotte dall'accelerogramma di Adana risultano nulle. Gli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} indotti dall'accelerogramma di Adana sono maggiori, di un ordine di grandezza, di quelli ottenuti con l'accelerogramma di Tolmezzo, con un valore assoluto pari a 15 cm a piano campagna a fronte di uno spostamento $u_{perm} = 1.5$ cm ottenuto con l'*input* di Tolmezzo.

La grande differenza tra gli spostamenti orizzontali calcolati nei due casi può essere attribuita prevalentemente alla diversa durata significativa dei due accelerogrammi, piuttosto che al diverso livello di deformazione indotto nel terreno. Infatti, le isolinee della deformazione deviatorica plastica γ^p calcolate alla fine dell'analisi dinamica mostrano valori compresi nel campo precedentemente individuato per Tolmezzo,

sebbene con una più fascia plasticizzata più estesa, compresa tra i 20 e i 40 m di profondità (Figura 5.76).

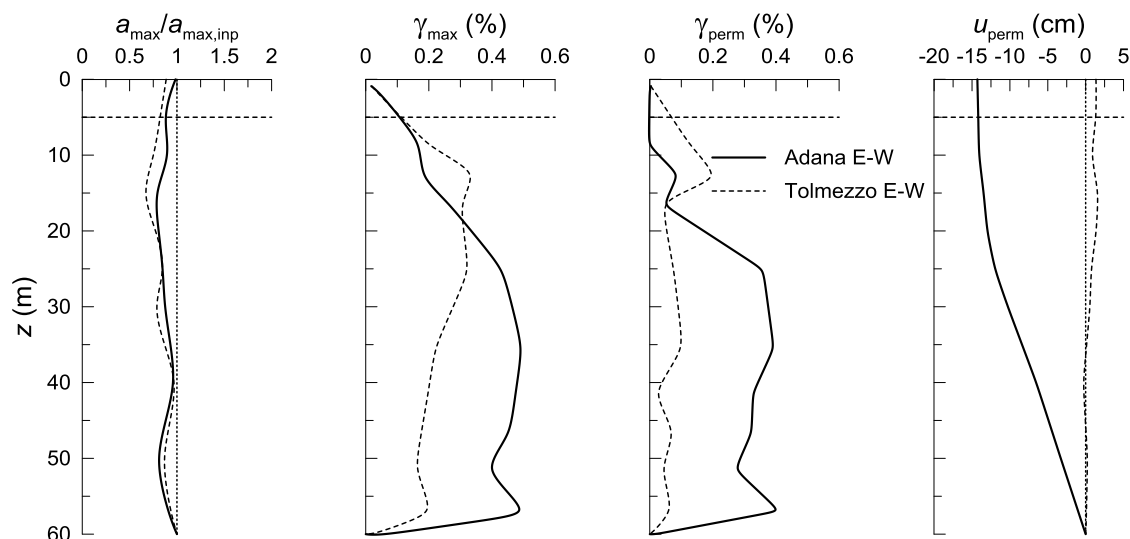


Figura 5.75. Profili del rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} dalle analisi *FEM* di risposta sismica locale con *HS small* per gli input Adana E-W e Tolmezzo E-W

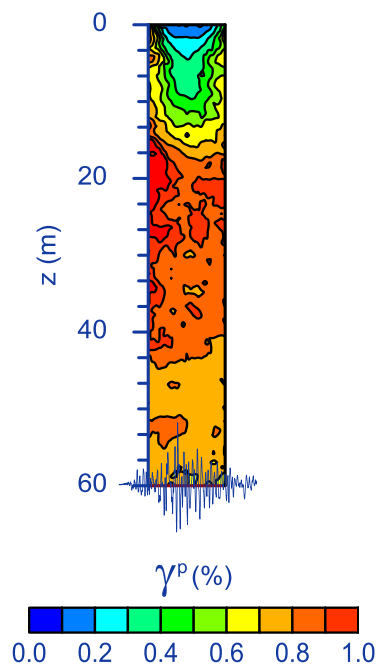


Figura 5.76. Isolinee della deformazione deviatorica plastica alla fine dell'analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* con *HS small* per l'accelerogramma di Adana E-W

5.5.2.2 Analisi d'interazione 3D con l'accelerogramma di Adana

I risultati presentati nel paragrafo precedente hanno mostrato che i massimi valori delle deformazioni di taglio e degli spostamenti, ottenuti applicando alla colonna di terreno gli accelerogrammi di Tolmezzo e di Adana, dipendono fortemente dalla durata significativa T_D dell'input sismico e aumentano con essa.

Risultati analoghi sono stati ottenuti dalle analisi d'interazione 3D condotte applicando come segnale sismico di input la storia temporale delle accelerazioni di Adana (Figura 5.3). In particolare, sono state condotte otto analisi, denominate "Adana_n (Tabella 5.17). Esse sono state svolte per sistemi con pozzi di fondazione di diametro $D = 12$ m, con rapporti di snellezza $H/D = 0.5 - 1 - 2$ e pile di altezza $h_s = 15 - 30 - 60$ m.

Tabella 5.17. Valori assunti per i parametri nelle analisi numeriche "Adana_n"

nome analisi	D (m)	H/D	h_s (m)	ε_v (%)	$\gamma_{\text{fusto pila}}$ (kN/m ³)	segnale di input	confronto con
Adana_1			15				Tolmezzo_7
Adana_2		0.5	30	0.45	0	Adana E-W	Tolmezzo_8
Adana_3			60				Tolmezzo_9
Adana_4	12		15				Tolmezzo_10
Adana_5		1	30	0.90	0	Adana E-W	Tolmezzo_11
Adana_6			60				Tolmezzo_12
Adana_7			30			Adana E-W	Tolmezzo_13
Adana_8		2	60	1.80	0		Tolmezzo_14

I risultati ottenuti da queste analisi sono stati confrontati con quelli ricavati nelle analisi denominate "Tolmezzo_n" (Tabella 5.17). In tutte le analisi sono stati simulati gli effetti delle fasi costruttive, mediante l'applicazione di una contrazione volumetrica ε_v , e la pila è schematizzata come un oscillatore ad un grado di libertà.

Nella Figura 5.77 sono riportati i profili del rapporto di accelerazione massima $a_{\text{max}}/a_{\text{max,inp}}$, di deformazione massima γ_{max} e permanente γ_{perm} e di spostamento orizzontale permanente u_{perm} , calcolati nella sezione di simmetria trasversale all'asse del viadotto, a 1 m di distanza dal pozzo, come mostrato nell'inserto in figura. I risultati si riferiscono all'analisi Adana_5, in cui il pozzo ha dimensioni $D = H = 12$ m e la pila ha altezza $h_s = 30$ m. Essi sono confrontati con quelli ottenuti nell'analisi di riferimento, Tolmezzo_11. La principale differenza osservata risiede nei livelli di deformazione indotti nel volume significativo di terreno, che si estende fino alla profondità $z \approx H + 2D$, e negli spostamenti orizzontali permanenti. Infatti, il profilo delle accelerazioni massime non mostra sostanziali differenze in termini di valori attinti, con un valore di $a_{\text{max}}/a_{\text{max,inp}} = 1$ al piano campagna per entrambe le analisi. Le deformazioni massime γ_{max} e permanenti γ_{perm} ottenute nell'analisi Adana_5, invece, raggiungono valori significativamente più elevati al piano campagna, prossimi al 2 %, al contrario di

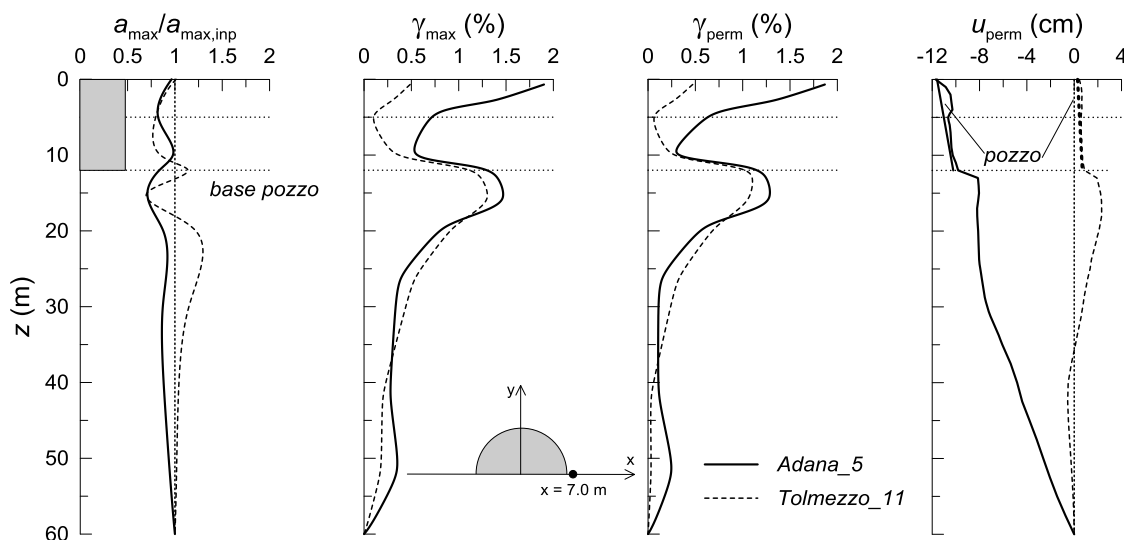


Figura 5.77. Profili del rapporto di accelerazione $a_{\max}/a_{\max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{\max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} nelle analisi *Adana_5* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

quanto osservato nell'analisi *Tolmezzo_11*, nella quale è $\gamma_{\max} = \gamma_{perm} = 0.5$ %. Le deformazioni di taglio massime e permanenti γ_{\max} e γ_{perm} al piano di posa della fondazione sono invece solo leggermente maggiori di quelle ottenute con l'accelerogramma di Tolmezzo, e rispettivamente pari a 1.5 % e 1.3%, contro i valori 1.3 % e 1.1 % ottenuti nell'analisi *Tolmezzo_11*. Gli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} ottenuti nell'analisi *Adana_5* sono di un ordine di grandezza maggiori di quelli osservati con l'*input* di Tolmezzo, come già riscontrato nelle analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field*: al piano campagna lo spostamento orizzontale è $u_{perm} \approx 12$ cm, contro il valore di 0.5 cm calcolato con Tolmezzo. Anche la configurazione finale del pozzo è notevolmente diversa nelle due analisi, sia in termini di componente traslazionale che di componente rotazionale dello spostamento. Lo spostamento orizzontale della testa del pozzo e la rotazione permanente sono rispettivamente pari a $u_{testa\ pozzo, perm} = -11.6$ cm e $\theta_{perm} = -0.0011$ rad, contro i valori ottenuti con Tolmezzo, $u_{testa\ pozzo, perm} = -3$ mm e $\theta_{perm} = -0.0003$ rad.

Le differenze tra i risultati appena discussi sono principalmente funzione della diversa durata significativa T_D dei due segnali sismici di ingresso. Infatti, se l'intensità dell'azione sismica è tale da indurre il raggiungimento istantaneo della resistenza al taglio durante il sisma, una maggiore durata significativa risulta in un maggiore intervallo di tempo nel quale vengono accumulate deformazioni irreversibili. La durata significativa T_D assume importanza, quindi, se l'*input* sismico è tale da portare i terreni di fondazione in condizioni elasto - plastiche. La Figura 5.78 mostra le storie temporali della deformazione di taglio γ alla profondità $z = 4.86$ m in prossimità del contatto pozzo - terreno ($x = 7.0$ m). I valori massimi della deformazione si sviluppano durante

la fase di *strong motion*, caratterizzata dai maggiori gradienti dell'intensità di Arias; nello stesso intervallo di tempo si raggiungono, sostanzialmente, i valori permanenti della deformazione. Per confronto, è riportata anche la storia temporale della deformazione di taglio, ottenuta alla stessa profondità con l'accelerogramma di Tolmezzo: in questo caso il processo di accumulo delle deformazioni permanenti si esaurisce in pochi secondi, per la bassa durata del segnale di Tolmezzo ($T_D = 5.22$ s).

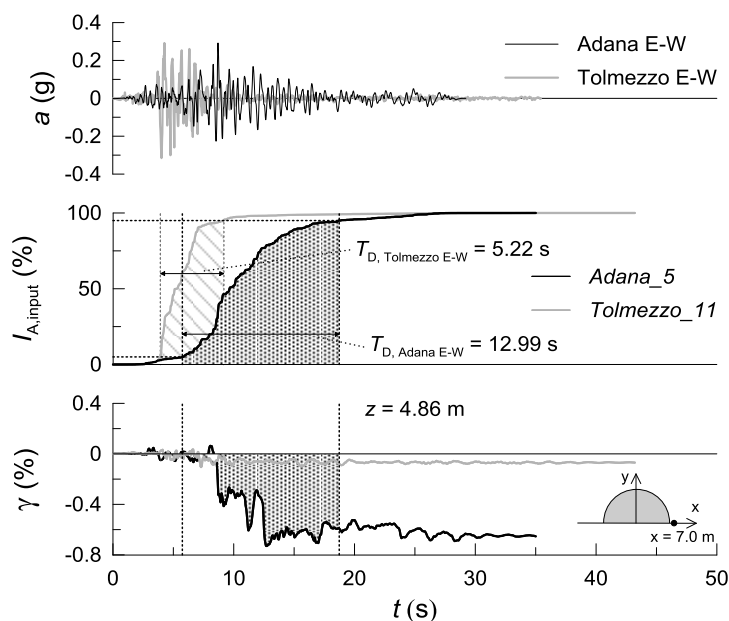


Figura 5.78. Storie temporali della deformazione di taglio del terreno γ alla profondità $z = 4.86$ m nelle analisi *Adana_5* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

Come già osservato in precedenza, lo sviluppo di deformazioni plastiche nel terreno influisce sulle caratteristiche dinamiche del sistema, e nello specifico sul periodo proprio equivalente T_{eq} . All'aumentare delle deformazioni accumulate durante il sisma, infatti, cresce T_{eq} . Tale fenomeno è evidenziato dal confronto tra i risultati delle analisi *Adana_5* e *Tolmezzo_11* (Figura 5.79): i picchi del rapporto spettrale $R = S_{a_{imp}}/S_{a_{testa\ pozzo}}$ sono collocati a diversi valori del periodo T_{eq} , pari a 2.51 s nell'analisi *Adana_5* e a 1.97 s nell'analisi *Tolmezzo_11*.

Nella Figura 5.80 sono confrontate le storie temporali dello spostamento orizzontale della testa della pila u_{imp} e dell'angolo di rotazione del pozzo θ ottenute dalle due analisi *Adana_5* e *Tolmezzo_11*. Per l'*input* di Adana si osserva un andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali simile a quello ottenuto per la deformazione di taglio γ (Figura 5.78), con raggiungimento dei massimi spostamento a un tempo $t = 12$ s dall'inizio dell'accelerogramma; inoltre, durante la fase di *strong motion*, il periodo di oscillazione della pila è più elevato nell'analisi *Adana_5*. I valori massimi e permanenti raggiunti

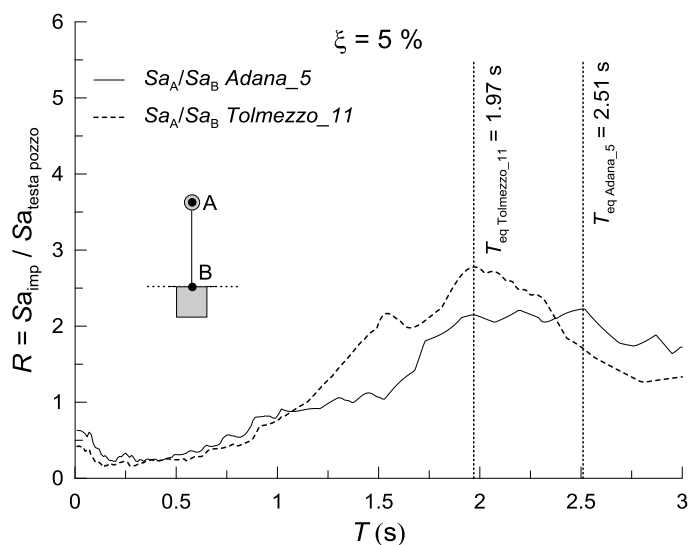


Figura 5.79. Rapporti spettrali delle analisi 3D *Adana_5* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

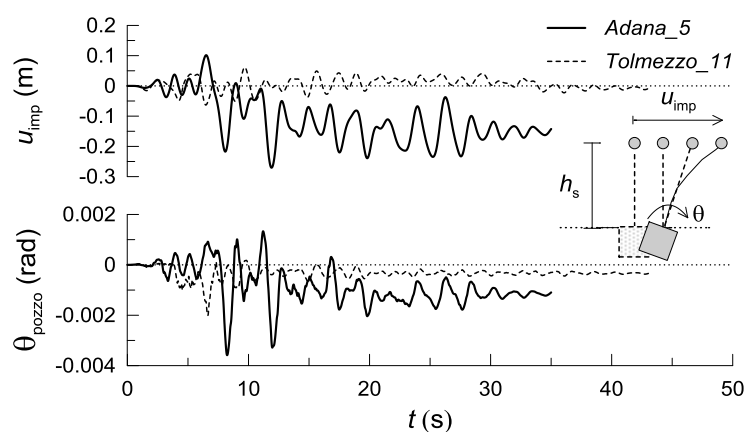


Figura 5.80. Storie temporali dello spostamento orizzontale della testa della pila u_{imp} e dell'angolo di rotazione del pozzo θ dalle analisi 3D *Adana_5* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

durante l'analisi sono notevolmente maggiori per l'input di Adana; in particolare, lo spostamento della testa della pila u_{imp} assume valori massimi e permanenti rispettivamente pari a $u_{imp,max} = 27.0$ cm e $u_{imp,perm} = 15.0$ cm con l'input di Adana contro i valori di $u_{imp,max} = 6.3$ cm e $u_{imp,perm} = 0.7$ cm con l'input di Tolmezzo. Il rapporto tra gli spostamenti ottenuti nelle due analisi è quindi pari a 4.3 per gli spostamenti massimi e a 21.1 per gli spostamenti permanenti, indicando che la maggiore durata significativa influisce in particolar modo sugli spostamenti permanenti del sistema. Lo stesso vale per le rotazioni massime e permanenti: si ottiene $\theta_{max} = 0.0036$ rad e $\theta_{max} = 0.0011$ rad con l'accelerogramma di Adana, mentre con l'accelerogramma di Tolmezzo si ha $\theta_{max} = 0.0020$ rad e $\theta_{max} = 0.003$ rad. Nuovamente,

quindi, il rapporto tra i risultati delle due analisi è massimo per i valori permanenti, poiché si ha $\theta_{\max, Adana_5}/\theta_{\max, Tolmezzo_11} = 1.8$ e $\theta_{\text{perm}, Adana_5}/\theta_{\text{perm}, Tolmezzo_11} = 3.4$.

Le maggiori deformazioni indotte nei terreni di fondazione comportano un incremento dello smorzamento isteretico durante la fase intensa del sisma, come mostrano i cicli momento M_s - rotazione θ diagrammati nella Figura 5.81. I cicli descritti durante l'analisi *Tolmezzo_11* sono compresi all'interno di quelli ottenuti durante l'analisi *Adana_5*. Analogamente, il cedimento del pozzo mostra un sostanziale incremento con l'accelerogramma di Adana, raggiungendo il valore $w_{Adana_5} \approx 8$ cm, a fronte del cedimento $w_{Tolmezzo_11} \approx 5$ cm prodotto dall'input di Tolmezzo (Figura 5.82), con un incremento del 60 %.

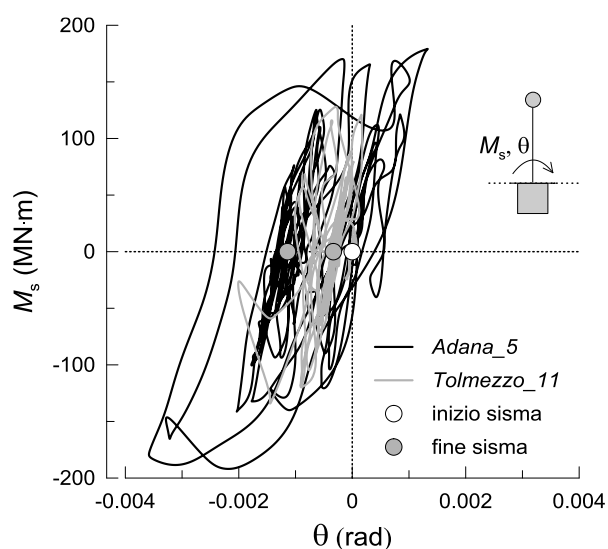


Figura 5.81 Cicli d'isteresi dalle analisi 3D *Adana_5* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

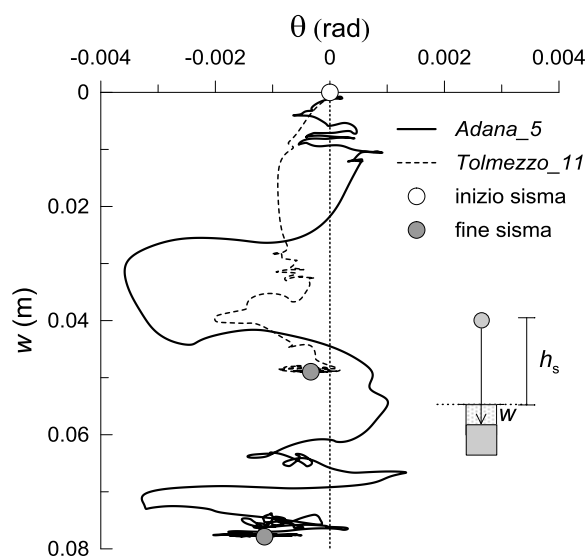


Figura 5.82. Curve cedimento w - rotazione θ del pozzo dalle analisi 3D *Adana_5* e *Tolmezzo_11* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m)

Nella Figura 5.83 sono riportate le isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} e della deformazione deviatorica ϵ_s ottenute alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia dell'analisi *Adana_5*. Anche in questo caso, il grado di mobilitazione τ_{rel} assume i valori più elevati alla base del pozzo, con valori massimi compresi tra 0.8 e 0.9. Le isolinee di τ_{rel} sono molto simili a quelle osservate, per la stessa fase, nell'analisi *Tolmezzo_11* (Figura 5.27 a)): ciò è da attribuire al fatto che i due accelerogrammi (Adana e Tolmezzo) possiedono simili valori dell'intensità di Arias I_A e del periodo medio T_m , nonché uno stesso valore del periodo predominante T_p e confrontabili valori dell'accelerazione massima a_{max} . Le azioni inerziali agenti sul

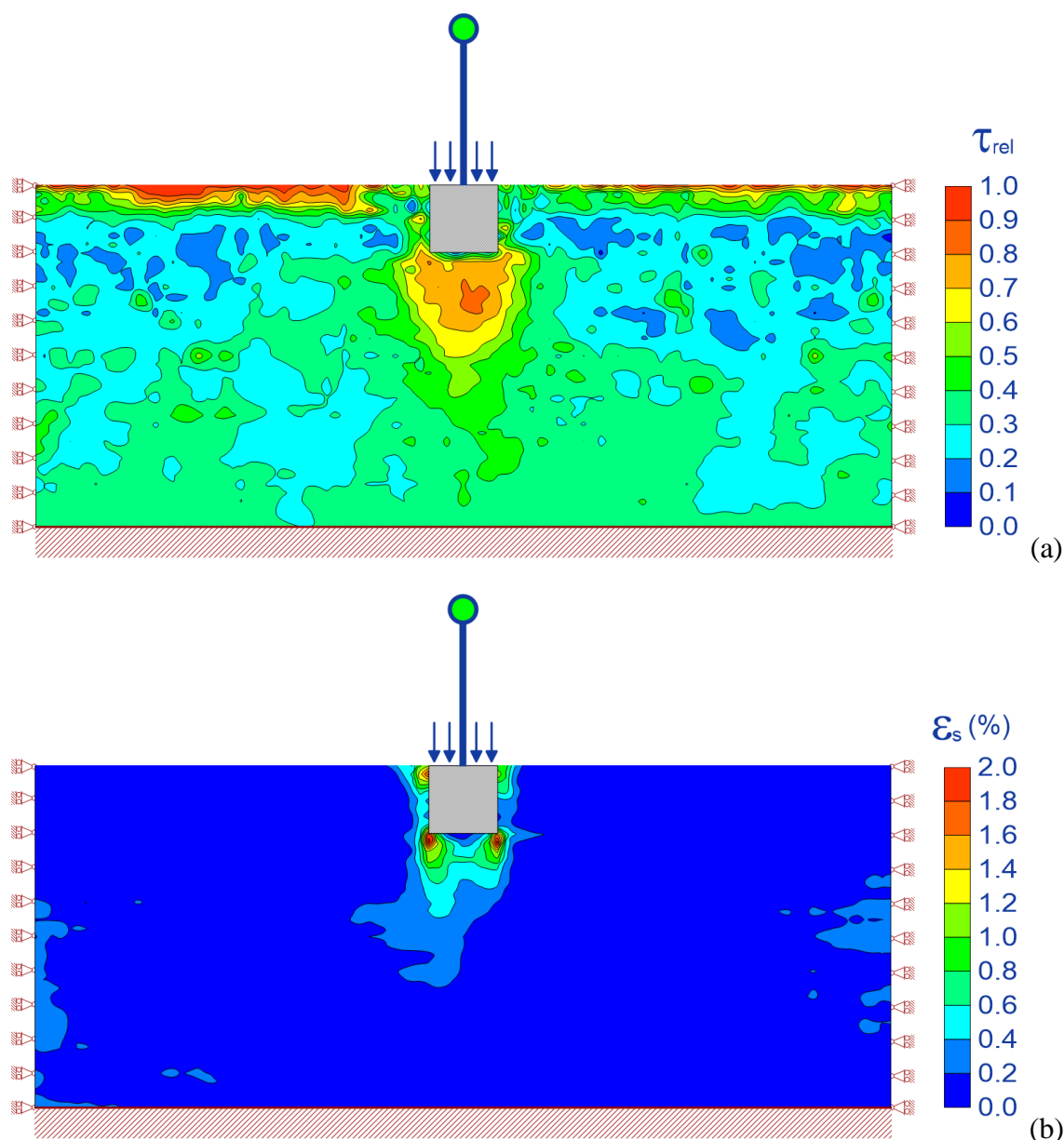


Figura 5.83. Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio τ_{rel} (a) e della deformazione deviatorica ϵ_s (b) per l'analisi *Adana_5* ($D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 30$ m), alla fine della fase di dissipazione delle forze d'inerzia

pozzo durante la fase sismica sono quindi confrontabili nei due casi, dando luogo a valori confrontabili del grado di mobilitazione della resistenza al taglio a fine sisma. L'influenza della durata significativa T_D sullo stato di deformazione del sistema è invece evidente confrontando le isolinee della deformazione deviatorica permanente ε_s ottenuta nell'analisi *Adana_5* (Figura 5.83 b) e nell'analisi *Tolmezzo_11* (Figura 5.27 b)). I valori permanenti di ε_s mostrano valori massimi prossimi al 2 % nell'analisi *Adana_5*, a 0.8 % nell'analisi *Tolmezzo_11*, in entrambi i casi in corrispondenza dei bordi della base del pozzo.

I valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale della testa della pila u_{imp} , dello spostamento relativo testa pila - base pila (*drift*) u_{rel} e dell'angolo di rotazione del pozzo θ sono riportati nella Tabella 5.18.

Tabella 5.18. Valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} , del *drift* u_{rel} e dell'angolo di rotazione θ , nelle analisi *Adana_n* e *Tolmezzo_n*

analisi	u_{imp} (cm)		u_{imp}/h_s (‰)		u_{rel} (cm)		u_{rel}/h_s (‰)		θ (rad)		$i = \tan\theta$ (‰)	
	max	perm	max	max	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm
<i>Adana_1</i>	28.3	15.5	18.9	10.3	16.5	4.3	11.0	2.9	0.0067	0.0029	6.8	2.9
<i>Tolmezzo_7</i>	8.2	0.0	5.5	0.1	8.4	0.5	5.6	0.3	0.0024	0.0003	2.4	0.3
<i>Adana_2</i>	35.9	21.4	12.0	7.1	24.7	9.0	8.2	3.0	0.0053	0.0030	5.3	3.0
<i>Tolmezzo_8</i>	5.6	1.3	1.9	0.4	9.4	1.8	3.1	0.6	0.0017	0.0006	1.7	0.6
<i>Adana_3</i>	24.7	17.0	4.1	2.8	16.1	5.7	2.7	1.0	0.0019	0.0009	1.9	0.9
<i>Tolmezzo_9</i>	5.8	0.0	1.0	0.0	10.1	0.8	1.7	0.1	0.0013	0.0001	1.3	0.1
<i>Adana_4</i>	33.5	16.0	22.3	10.7	17.4	3.8	11.6	2.5	0.0071	0.0025	7.1	2.5
<i>Tolmezzo_10</i>	9.5	1.5	6.3	1.0	8.9	0.4	5.9	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
<i>Adana_5</i>	27.0	15.0	9.0	5.0	18.6	3.4	6.2	1.1	0.0036	0.0011	3.6	1.1
<i>Tolmezzo_11</i>	6.3	0.7	2.1	0.2	10.2	1.0	3.4	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
<i>Adana_6</i>	37.1	21.4	6.2	3.6	26.6	9.4	4.4	1.6	0.0029	0.0016	2.9	1.6
<i>Tolmezzo_12</i>	6.2	3.0	1.0	0.5	9.8	3.3	1.6	0.6	0.0013	0.0005	1.3	0.6
<i>Adana_7</i>	40.9	19.1	13.6	6.4	21.7	7.0	7.2	2.3	0.0056	0.0023	5.6	2.3
<i>Tolmezzo_13</i>	12.7	5.4	4.2	1.8	11.5	4.1	3.8	1.4	0.0023	0.0014	2.3	1.4
<i>Adana_8</i>	32.0	12.0	5.3	2.0	22.1	2.7	3.7	0.5	0.0026	0.0005	2.6	0.5
<i>Tolmezzo_14</i>	11.6	1.3	1.9	0.2	13.7	1.6	2.3	0.3	0.0018	0.0003	1.8	0.3

Gli spostamenti e le rotazioni ottenuti con le analisi “*Adana_n*” e “*Tolmezzo_n*” mostrano notevoli differenze, maggiori di quelle riscontrate variando il contenuto in frequenza dell'*input* sismico (analisi “*Assisi_n*”, § 5.5.1.2). Tali risultati sono rappresentati, in termini di valori massimi e permanenti, nella Figura 5.84 per lo spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} , nella Figura 5.85 per il *drift* u_{rel} e nella Figura 5.86 per l'inclinazione della pila $i = \tan\theta$. Gli spostamenti e le rotazioni ottenuti

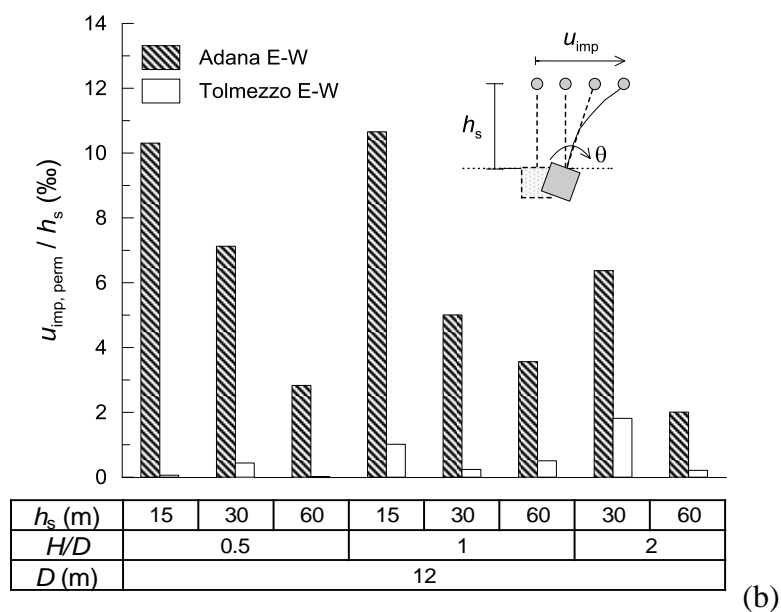
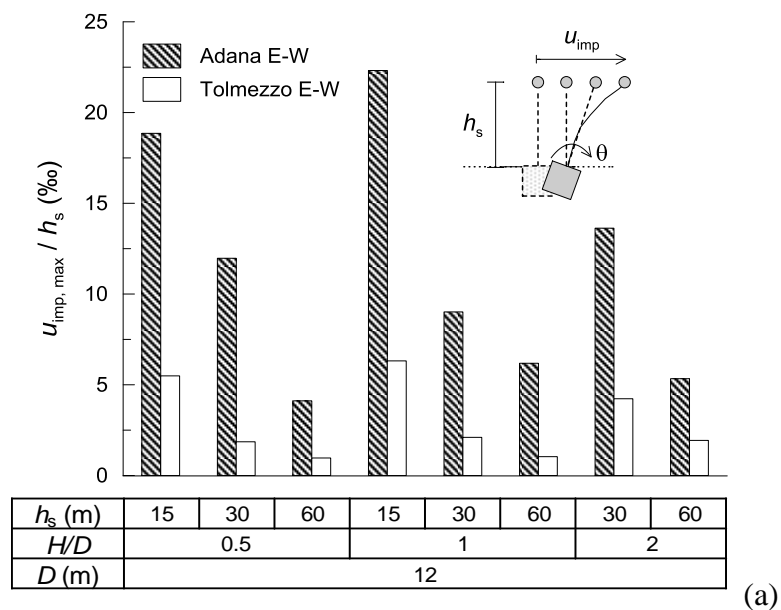


Figura 5.84. Valori massimi (a) e permanenti (b) dello spostamento orizzontale dell'impalcato adimensionale u_{imp}/h_s dalle analisi 3D *Adana_n* e *Tolmezzo_n*

nelle analisi “*Adana_n*” sono sempre maggiori di quelli ottenuti nelle analisi “*Tolmezzo_n*”: nello specifico, il valore massimo di u_{imp}/h_s raggiunge il valore di picco pari al 22.3 ‰ nell’analisi *Adana_4*, a fronte del corrispondente 6.3 ‰ ottenuto nell’analisi *Tolmezzo_10*. Si noti che il valore più elevato di $u_{imp,max}/h_s$ viene attinto per il medesimo sistema, caratterizzato da un pozzo di dimensioni $D = H = 12$ m e pila di altezza $h_s = 15$ m. Analogamente, il più basso valore di $u_{imp,max}$, pari a 4.1 ‰ con l’input di Adana e a 1.0 ‰ per l’input di Tolmezzo, viene raggiunto per il pozzo con $D = 12$ m,

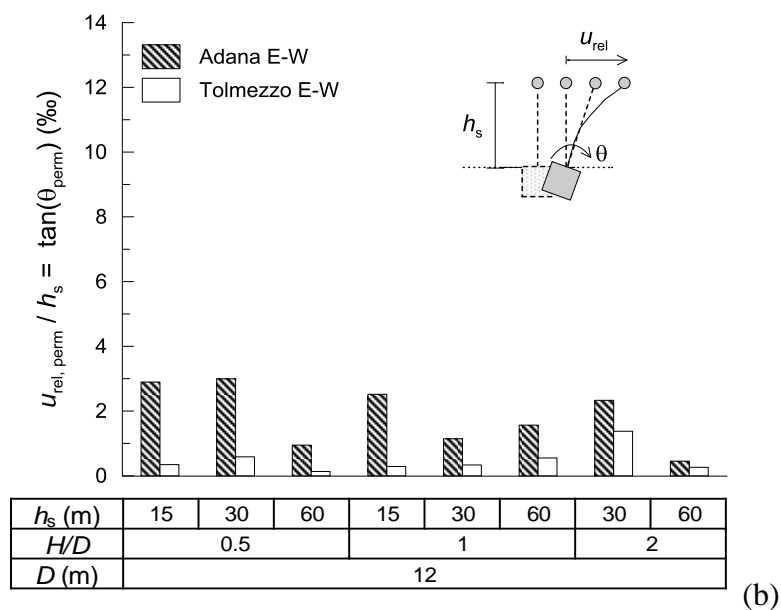
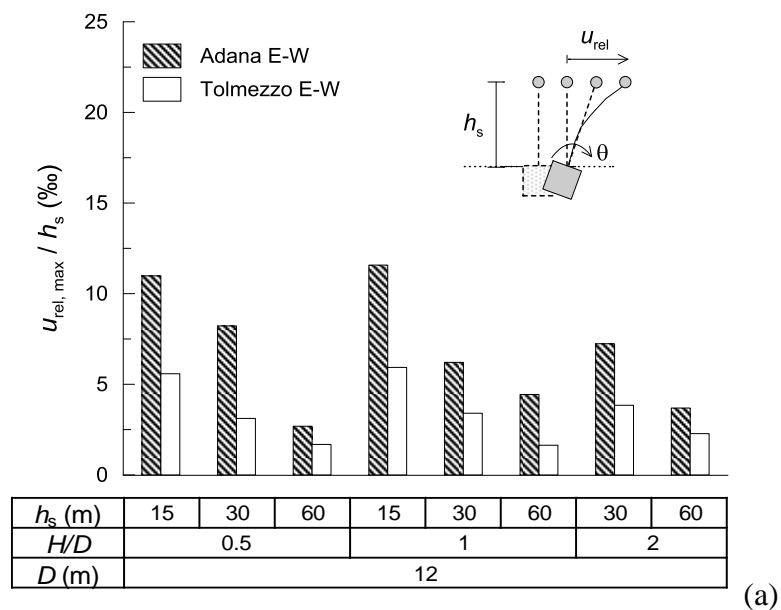


Figura 5.85. Valori massimi (a) e permanenti (b) del *drift* adimensionale u_{rel}/h_s dalle analisi 3D *Adana_n* e *Tolmezzo_n*

$H = 6$ m e pila di altezza $h_s = 60$ m. In generale, i valori massimi dello spostamento orizzontale dell'impalcato u_{imp} ottenuti con l'input di Adana sono in media 4 volte maggiori di quelli ottenuti nelle analisi *Tolmezzo_n*; per i valori permanenti, invece, gli spostamenti cambiano di un ordine di grandezza (Figura 5.84 b)). Si osservano invece differenze più contenute, seppur rilevanti, in termini di *drift* (Figura 5.85) e di rotazioni (Figura 5.86), ad indicare l'effetto non trascurabile della componente traslativa dello spostamento della fondazione ($u_{testa\ pozzo} = u_{imp} - u_{rel}$). Il rapporto tra il valore

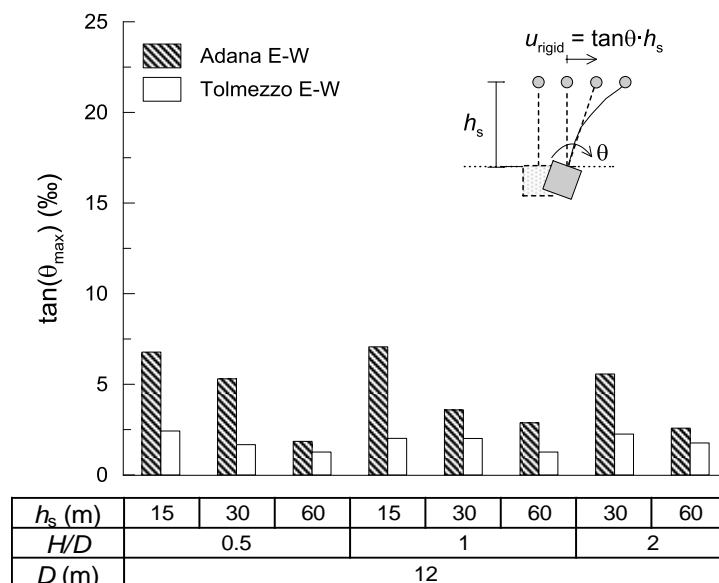


Figura 5.86. Valori massimi dello spostamento rigido adimensionale $u_{\text{rigid}}/h_s = \tan(\theta)$ dalle analisi 3D *Adana_n* e *Tolmezzo_n*

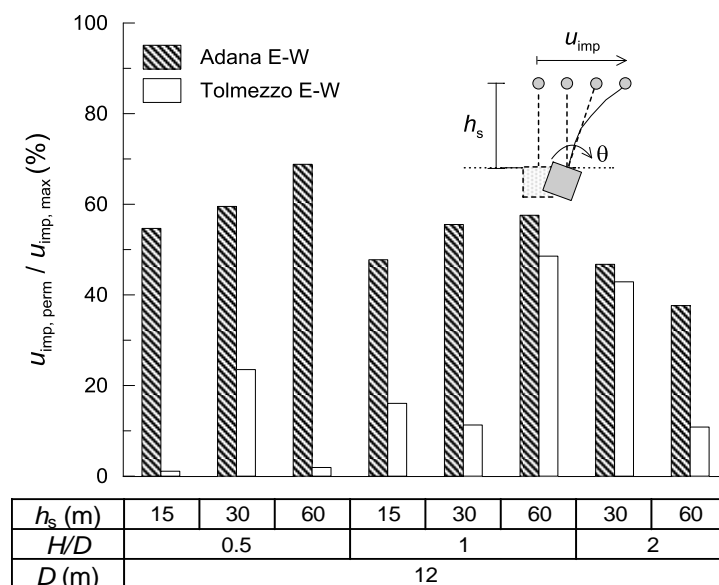


Figura 5.87. Rapporto tra il valore permanente e massimo dello spostamento dell'impalcato u_{imp} dalle analisi 3D *Adana_n* e *Tolmezzo_n*

permanente e massimo dello spostamento orizzontale dell'impalcato, $u_{\text{imp, perm}}/u_{\text{imp, max}}$, indica che la componente irreversibile della deformazione dei terreni di fondazione è prevalente nelle analisi “*Adana_n*”: in queste analisi, infatti, $u_{\text{imp, perm}}/u_{\text{imp, max}}$ è compreso tra il 37 e il 67 % con un valore medio pari al 53 %, mentre nelle analisi “*Tolmezzo_n*” è compreso tra 1 e 48 % con un valore medio pari a 4.50 % (Figura 5.87).

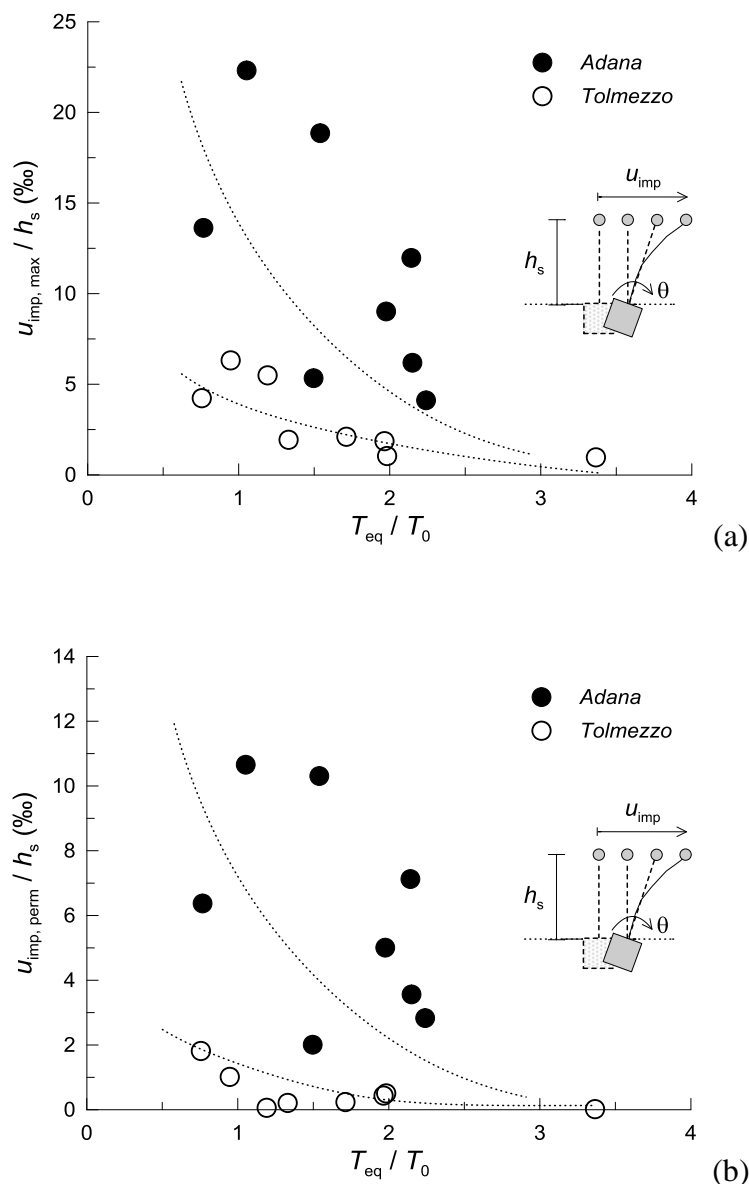


Figura 5.88. Valori massimi (a) e permanenti (b) dello spostamento orizzontale dell'impalcato adimensionale u_{imp}/h_s in funzione del rapporto tra il periodo proprio equivalente del sistema T_{eq} e il periodo fondamentale del deposito T_0 , dalle analisi *Adana_n* e *Tolmezzo_n*

Nella Figura 5.88 i valori massimi e permanenti del rapporto tra lo spostamento dell'impalcato e l'altezza della pila u_{imp}/h_s sono diagrammati in funzione del rapporto T_{eq}/T_0 , in cui T_{eq} è il periodo proprio equivalente dell'intero sistema pila - pozzo - terreno e T_0 è il periodo fondamentale del deposito. Come già osservato nei paragrafi precedenti, lo spostamento u_{imp}/h_s diminuisce al crescere di T_{eq}/T_0 , in maniera più evidente per gli spostamenti massimi. Il massimo $u_{imp,max}/h_s = 22.3\%$ è calcolato per $T_{eq}/T_0 \approx 1$, ovvero quando il sistema e il deposito sono accoppiati dal punto di vista dinamico. I maggiori spostamenti orizzontali dell'impalcato si ottengono, quindi, per un

sistema caratterizzato da un periodo proprio prossimo a quello dei terreni di fondazione. Ovviamente, i maggiori effetti si ottengono per *input* sismici caratterizzati da un contenuto in frequenza prossimo alle frequenze proprie del deposito. Sebbene le proprietà dinamiche del sistema dipendano dall'*input* sismico e dal livello di deformazione indotto nei terreni di fondazione (Figura 5.79), il caso in cui il rapporto T_{eq}/T_0 assume il valore più vicino all'unità si ha, con entrambi gli accelerogrammi, per il pozzo di dimensioni $D = H = 12$ m e pila di altezza $h_s = 15$ m. Lo spostamento adimensionale dell'impalcato u_{imp}/h_s diminuisce con il rapporto T_{eq}/T_0 perché, all'aumentare di quest'ultimo, diminuiscono le azioni agenti alla testa del pozzo: conseguentemente, diminuisce il grado di mobilitazione della resistenza al taglio MF . Nuovamente, esso può essere stimato con le relazioni riportate nel capitolo 3, cioè nell'ipotesi di risposta dei terreni di fondazione in condizioni drenate. L'approssimazione consiste nel fatto che le azioni $Q_{s,max}$ e $M_{s,max}$ utilizzate per la valutazione di MF sono ottenute dalle analisi dinamiche svolte in tensioni efficaci, ma in condizioni non drenate. I risultati sono riportati nella Tabella 5.19.

Tabella 5.19. Grado di mobilitazione medio MF , ottenuto in condizioni drenate, con le azioni massime $Q_{s,max}$ e $M_{s,max}$ ottenute nelle analisi dinamiche 3D $Adana_n$

<i>analisi</i>	T_{eq} (s)	T_0 (s)	T_{eq}/T_0	$Q_{s,max}$ (MN)	$M_{s,max}$ (MN·m)	γ_{φ}	MF (%)
<i>Adana_1</i>	1.94	1.26	1.54	6.9	103.4	1.35	74.1
<i>Adana_2</i>	2.85	1.33	2.14	3.3	99.5	1.64	61.1
<i>Adana_3</i>	2.98	1.33	2.24	1.3	79.0	1.93	51.7
<i>Adana_4</i>	1.40	1.33	1.05	11.8	176.8	1.24	80.5
<i>Adana_5</i>	2.51	1.27	1.98	6.4	191.9	1.48	67.4
<i>Adana_6</i>	2.86	1.33	2.15	3.1	188.0	1.73	57.9
<i>Adana_7</i>	1.02	1.33	0.77	20.7	621.6	1.02	97.8
<i>Adana_8</i>	1.87	1.25	1.50	12.5	750.3	1.09	91.4

Il grado di mobilitazione medio della resistenza al taglio, così ottenuto, è diagrammato nella Figura 5.89 in funzione del rapporto T_{eq}/T_0 per le analisi svolte con gli *input* sismici di Adana e Tolmezzo. I valori di MF ottenuti nelle analisi "*Adana_n*" risultano leggermente maggiori di quelli ottenuti nelle analisi "*Tolmezzo_n*". Nello specifico, per le analisi con l'*input* di Adana i valori minimo e massimo del grado di mobilitazione sono rispettivamente pari a $MF_{min} = 51.5$ % e $MF_{max} = 97.8$ %, mentre con l'*input* di Tolmezzo si ottiene $MF_{min} = 45.3$ % e $MF_{max} = 82.8$ %. Quindi, sebbene il campo di valori individuato per MF sia simile per i due diversi accelerogrammi, gli spostamenti massimi e permanenti presentano notevoli differenze. Ciò è da attribuire alla maggiore durata significativa T_D dell'*input* sismico di Adana rispetto a quella di Tolmezzo, posto che l'intensità del sisma è, nei due casi, in grado di attivare meccanismi plastici momentanei.

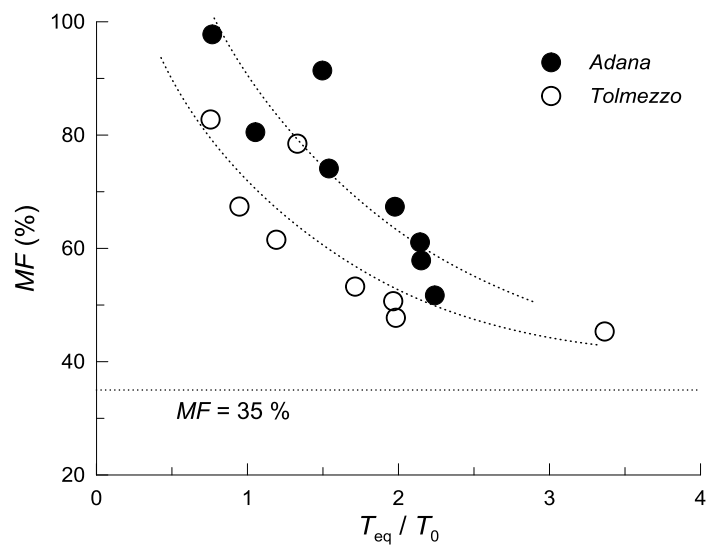


Figura 5.89. Grado di mobilitazione della resistenza al taglio MF in funzione del rapporto tra il periodo proprio equivalente del sistema T_{eq} e il periodo fondamentale del deposito T_0 , dalle analisi $Adana_n$ e $Tolmezzo_n$

5.6 Influenza delle fasi costruttive del pozzo di fondazione ε_v

I risultati mostrati nei paragrafi precedenti sono stati ottenuti simulando, in forma semplificata, gli effetti delle fasi costruttive del pozzo di fondazione sullo stato tensionale iniziale al contatto pozzo - terreno (*caisson - installation - modelled*). In questo paragrafo sono riportati per confronto i risultati di alcune analisi eseguite senza simulare gli effetti della costruzione del pozzo, cioè passando dalla condizione litostatica all'attivazione del pozzo. In queste analisi il pozzo è quindi assunto *wished - in - place*. I valori dei parametri assunti in queste analisi, denominate " ε_{v_n} ", sono riportati nella Tabella 5.20. Esse si riferiscono a pozzi di fondazione di diametro $D = 12$ m, caratterizzati da un rapporto $H/D = 1$ e 2 , per i quali ci si possono attendere i maggiori effetti indotti dall'installazione, e a pile di altezza $h_s = 30$ e 60 m.

I risultati di queste analisi sono stati confrontati con quelli ottenuti da analisi su sistemi di eguale geometria, sottoposti allo stesso segnale sismico e alla stessa schematizzazione della pila ma caratterizzati da un valore di $\varepsilon_v \neq 0$.

Tabella 5.20. Valori assunti per i parametri nelle analisi numeriche " ε_{v_n} "

nome analisi	D (m)	H/D	h_s (m)	ε_v (%)	$\gamma_{\text{fusto pila}}$ (kN/m ³)	segnale di input	confronto con
ε_{v_1}		1	30	0	0	Tolmezzo E-W	Tolmezzo_11
ε_{v_2}			30	0	0	Tolmezzo E-W	Tolmezzo_13
ε_{v_3}	12	2	60				Tolmezzo_14
ε_{v_4}			30	0	0	Assisi E-W	Assisi_8
ε_{v_5}			60				Assisi_9

Le analisi con e senza simulazione degli effetti delle fasi costruttive del pozzo differiscono, innanzitutto, nei valori delle tensioni efficaci iniziali agenti al contatto pozzo - terreno, che per $\varepsilon_v = 0$ sono maggiori di quelli ottenuti a seguito di una contrazione volumetrica $\varepsilon_v \neq 0$. Con riferimento al caso di pozzo con $D = 12$ m e $H = 24$ m, nella Figura 5.90 sono diagrammati i profili delle tensioni orizzontali efficaci σ'_h ottenuti con $\varepsilon_v = 0$ e $\varepsilon_v = 1.8\%$ a seguito dell'attivazione della sovrastruttura (pila + impalcato). Lo stato tensionale è prossimo alle condizioni di spinta in quiete (k_0) in assenza della simulazione degli effetti delle fasi costruttive ($\varepsilon_v = 0$), mentre è prossimo alle condizioni limite attive (k_a) se si impone una contrazione volumetrica ($\varepsilon_v = 1.8\%$) preliminarmente alla attivazione del pozzo. Si osserva che, per $\varepsilon_v = 1.8\%$, le σ'_h , assumono, alle profondità più elevate, valori minori di quelli previsti con la soluzione di Lancellotta (2002): ciò può essere attribuito ad effetti arco, tenuti in conto attraverso la modellazione 3D del problema (Kim *et al.*, 2013; Cho *et al.*, 2015).

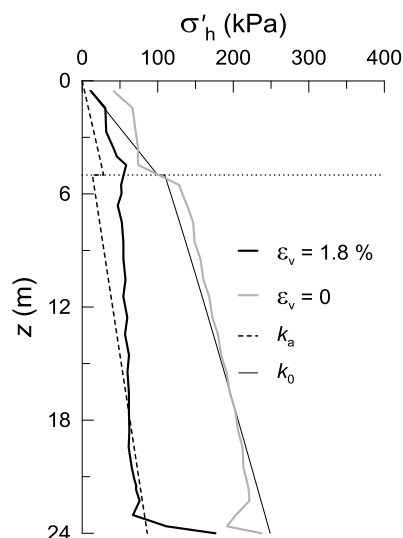


Figura 5.90. Profili delle tensioni orizzontali efficaci all'interfaccia pozzo – terreno alla fine della fase di attivazione drenata della pila, con ($\epsilon_v = 1.8\%$) e senza ($\epsilon_v = 0$) simulazione degli effetti delle fasi costruttive, per il pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H = 24$ m

Nella Figura 5.91 sono riportati i profili del rapporto di accelerazione massima $a_{max}/a_{max,inp}$, della deformazione massima γ_{max} e permanente γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} , ottenuti nelle analisi ϵ_v_2 e *Tolmezzo_13*: esse si riferiscono a un pozzo di diametro $D = 12$ m, con rapporto di snellezza $H/D = 2$, e da una pila di altezza $h_s = 30$ m; il segnale sismico di ingresso è costituito dalla storia temporale delle accelerazioni di Tolmezzo (Figura 5.1) e la pila è schematizzata come un oscillatore ad un grado di libertà.

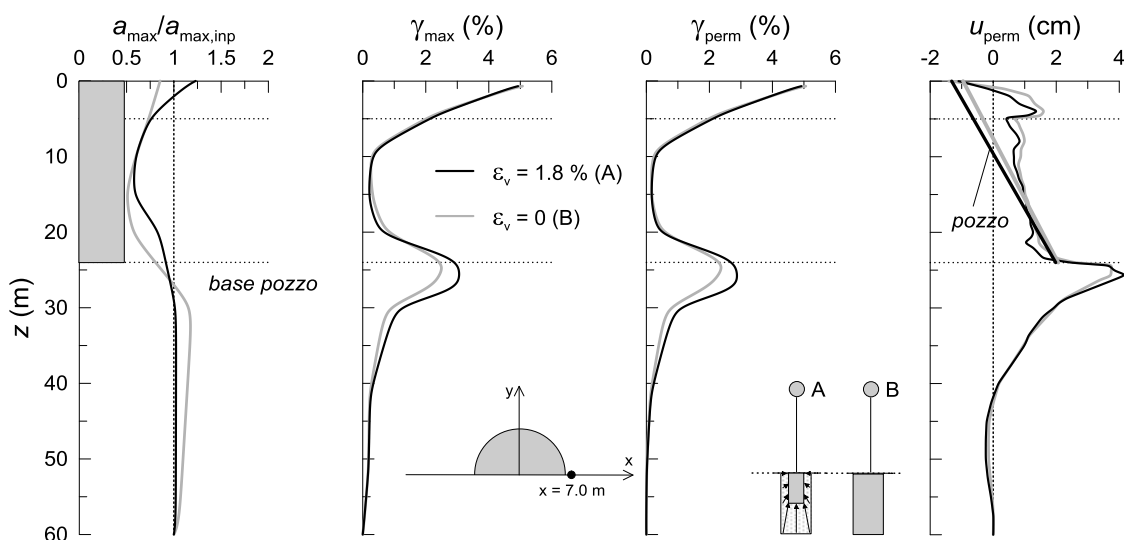


Figura 5.91. Profili del rapporto di accelerazione massima $a_{max}/a_{max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} nelle analisi ϵ_v_2 ($\epsilon_v = 1.8\%$) e *Tolmezzo_13* ($\epsilon_v = 0$) ($D = 12$ m, $H/D = 2$ e $h_s = 30$ m)

Dal confronto si evince che l'influenza delle fasi costruttive consiste principalmente in un incremento delle deformazioni di taglio massime e permanenti alla base del pozzo; nello specifico, la deformazione massima $\gamma_{\max} = 2.5 \%$ per $\varepsilon_v = 0$ e $\gamma_{\max} = 3.0 \%$ per $\varepsilon_v = 1.8 \%$, mentre la deformazione permanente $\gamma_{\text{perm}} = 2.4 \%$ con $\varepsilon_v = 0$ e $\gamma_{\text{perm}} = 2.8 \%$ con $\varepsilon_v = 1.8 \%$. All'interno del volume significativo, esteso fino alla profondità $z \approx 45$ m (ottenuta dal confronto dei profili di deformazione ottenuti dalle analisi 3D con quelli ottenuti nelle condizioni *free - field*), il rapporto $\gamma_{\text{perm}}/\gamma_{\max}$ assume valori compresi tra il 55 % e il 100 % per $\varepsilon_v = 0$ e tra il 60 % e il 100 % per $\varepsilon_v = 1.8 \%$. Quindi, la simulazione delle fasi costruttive del pozzo induce maggiori deformazioni plastiche. La configurazione deformata finale del pozzo non presenta grosse differenze, con un valore assoluto dell'angolo di rotazione permanente θ_{perm} solo leggermente maggiore in presenza della deformazione volumetrica: in particolare, si ha $\theta_{\text{perm}} = 1.25 \text{ E-}03$ rad per $\varepsilon_v = 0$ e $\theta_{\text{perm}} = 1.38 \text{ E-}03$ rad per $\varepsilon_v = 1.8 \%$. Il profilo delle accelerazioni massime sembra essere poco influenzato dalla deformazione volumetrica ε_v , sebbene si osservino diversi valori di a_{\max} a piano campagna.

Le maggiori deformazioni permanenti calcolate quando si simula la costruzione del pozzo producono una riduzione delle ordinate spettrali degli spettri elastici di risposta locali in accelerazione ottenuti in testa alla pila (Figura 5.92): in particolare, il valore massimo $S_{a_{\text{imp}}}$ è pari a 2.07 g per $\varepsilon_v = 0$ e a 1.83 g per $\varepsilon_v = 1.8 \%$.

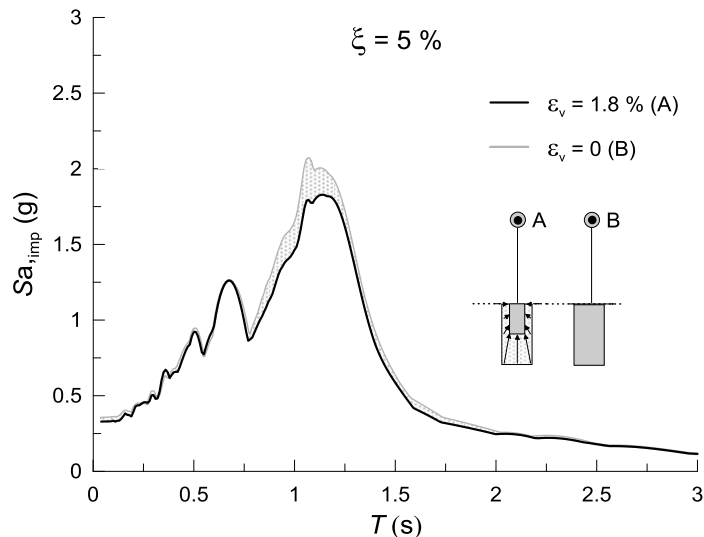


Figura 5.92. Spettri elastici di risposta in accelerazione in testa alla pila (spettri locali) dalle analisi ε_v_2 ($\varepsilon_v = 1.8 \%$) e *Tolmezzo_13* ($\varepsilon_v = 0$) ($D = 12$ m, $H/D = 2$ e $h_s = 30$ m)

I valori massimi e permanenti degli spostamenti orizzontali della testa della pila u_{imp} , del *drift* u_{rel} e dell'angolo di rotazione θ ottenuti in tutte le analisi sono riportati nella

Tabella 5.21. Le analisi senza la deformazione volumetrica sono le analisi denominate “ ε_v_n ”.

Tabella 5.21. Valori massimi e permanenti dello spostamento orizzontale dell’impalcato u_{imp} , del *drift* u_{rel} e dell’angolo di rotazione θ , nelle analisi con e senza deformazione volumetrica ε_v

analisi	u_{imp} (cm)				u_{rel} (cm)				θ (rad)		$i = \tan\theta$ (‰)	
	max	perm	max	max	max	perm	max	perm	max	perm	max	perm
<i>Tolmezzo_11</i>	6.3	0.7	2.1	0.2	10.2	1.0	3.4	0.3	0.0020	0.0003	2.0	0.3
ε_v_1	6.3	0.8	2.1	0.3	10.2	1.1	3.4	0.3	0.0020	0.0004	2.0	0.4
<i>Tolmezzo_13</i>	12.7	5.4	4.2	1.8	11.5	4.1	3.8	1.4	0.0023	0.0014	2.3	1.4
ε_v_2	13.2	4.7	4.4	1.6	11.6	3.8	3.9	1.3	0.0022	0.0013	2.2	1.3
<i>Tolmezzo_14</i>	11.6	1.3	1.9	0.2	13.7	1.6	2.3	0.3	0.0018	0.0003	1.8	0.3
ε_v_3	10.0	1.0	1.7	0.2	12.6	1.6	2.1	0.3	0.0015	0.0003	1.5	0.3
<i>Assisi_8</i>	6.3	0.6	2.1	0.2	5.1	0.5	1.7	0.2	0.0008	0.0002	0.8	0.2
ε_v_4	6.9	0.2	2.3	0.1	5.4	0.3	1.8	0.1	0.0008	0.0001	0.7	0.1
<i>Assisi_9</i>	5.8	0.2	1.0	0.0	5.0	0.0	0.8	0.0	0.0006	0.0000	0.6	0.0
ε_v_5	6.1	0.1	1.0	0.0	5.3	0.0	0.9	0.0	0.0006	0.0000	0.6	0.0

Le differenze tra gli spostamenti e le rotazioni ottenute in presenza e in assenza della simulazione degli effetti delle fasi costruttive del pozzo mostrano differenze contenute, non superiori dello 0.3 ‰, sia in termini di valori massimi, sia in termini di valori permanenti.

Nella Figura 5.93, Figura 5.94 e Figura 5.95 sono rappresentati i risultati riportati nella Tabella 5.21. Non si osserva una chiara tendenza dei valori massimi degli spostamenti orizzontali u_{imp} e u_{rel} con la deformazione volumetrica. Ciò è causato dalla presenza di due fattori concomitanti nella determinazione degli spostamenti massimi: infatti, se da una parte la deformazione volumetrica contribuisce ad aumentare il grado di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno, favorendo lo sviluppo degli spostamenti dell’impalcato, dall’altra la plasticizzazione dei terreni di fondazione contribuisce a porre un limite superiore alle azioni trasmesse all’impalcato e quindi, di ritorno, alla testa del pozzo, limitando gli effetti dell’interazione inerziale sul sistema.

Al contrario, i valori permanenti di u_{imp} , u_{rel} e di θ sono sempre maggiori quando si simulano gli effetti delle fasi costruttive dei pozzi ($\varepsilon_v \neq 0$), perché direttamente legati al maggiore sviluppo delle deformazioni plastiche nel terreno. Gli effetti su queste grandezze sono infine più evidenti con l’input sismico di Tolmezzo, per il quale i terreni di fondazione sono soggetti ad elevate deformazioni già in assenza della deformazione volumetrica. Infatti, il sistema che meno risente della simulazione semplificata delle fasi costruttive è quello caratterizzato da un elevato rapporto T_{eq}/T_0 , per i quali gli effetti di interazione inerziali sono minimi (analisi *Tolmezzo_11* e ε_v_1).

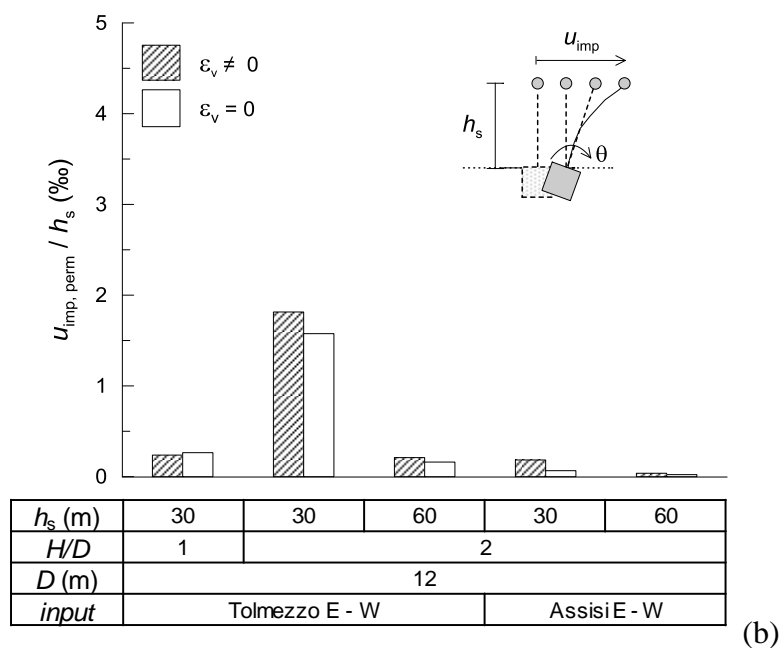
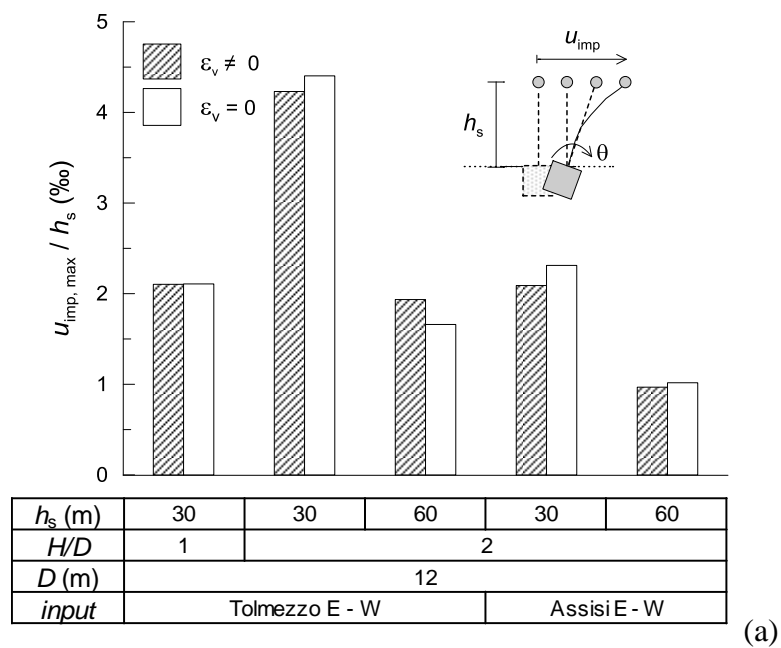


Figura 5.93. Valori massimi (a) e permanenti (b) dello spostamento orizzontale dell'impalcato adimensionale u_{imp}/h_s dalle analisi 3D con ($\varepsilon_v \neq 0$) e senza ($\varepsilon_v = 0$) simulazione degli effetti delle fasi costruttive

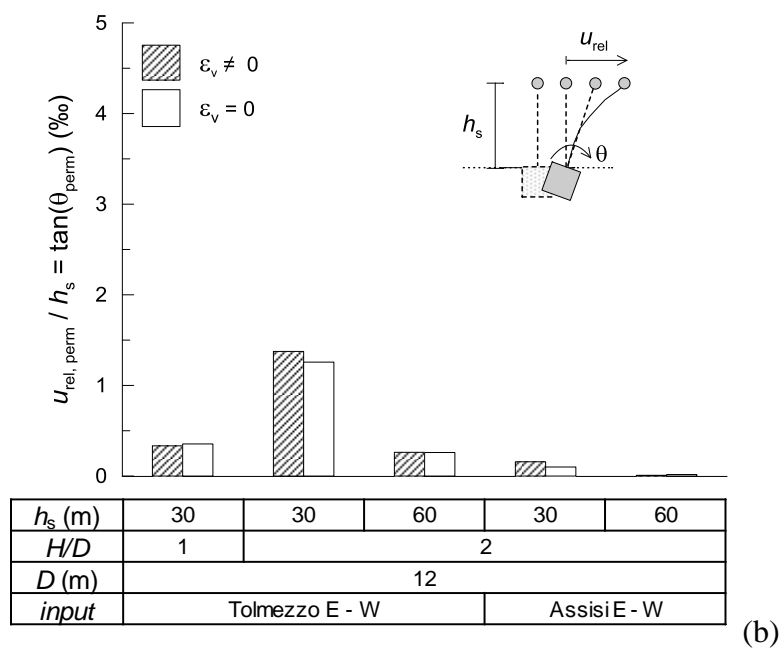
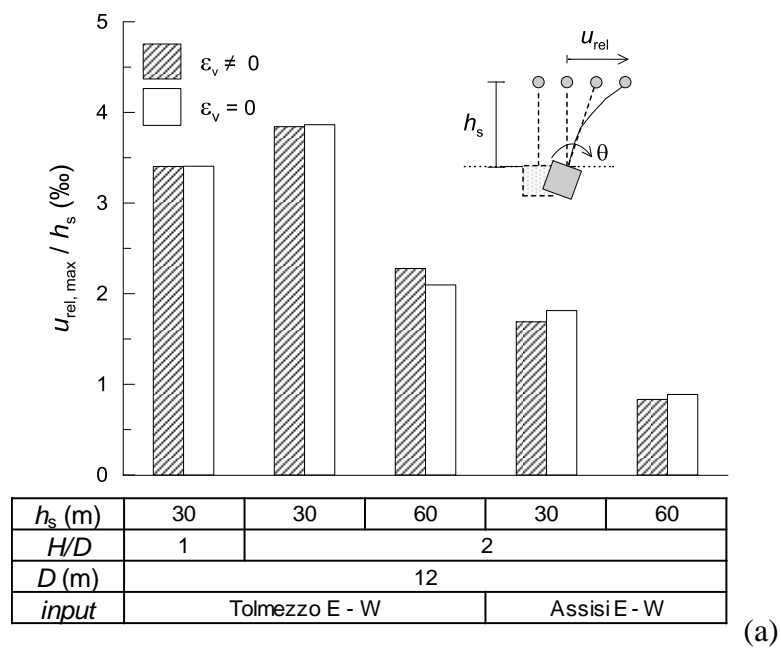


Figura 5.94. Valori massimi (a) e permanenti (b) del *drift* dimensionale u_{rel}/h_s dalle analisi 3D con ($\varepsilon_v \neq 0$) e senza ($\varepsilon_v = 0$) simulazione degli effetti delle fasi costruttive

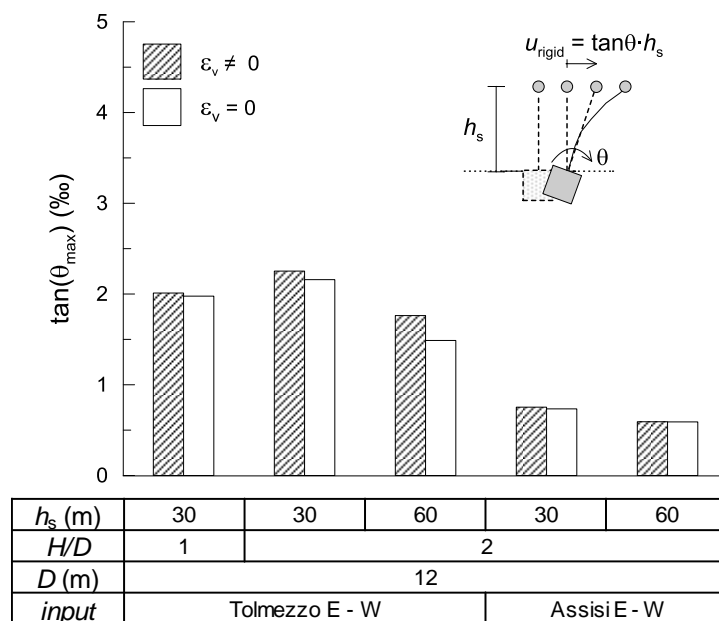


Figura 5.95. Valori massimi dello spostamento rigido adimensionale $u_{\text{rigid}}/h_s = \tan(\theta)$ dalle analisi 3D con ($\epsilon_v \neq 0$) e senza ($\epsilon_v = 0$) simulazione degli effetti delle fasi costruttive

5.7 Influenza della schematizzazione della pila $\gamma_{\text{fusto pila}}$

I risultati mostrati nei paragrafi precedenti sono stati ottenuti avendo modellato la pila e l'impalcato come un oscillatore ad un grado di libertà. La schematizzazione della sovrastruttura come un oscillatore elementare è un'ipotesi diffusa nella letteratura scientifica, in particolar modo per lo studio dell'interazione dinamica terreno - struttura di pozzi di fondazione di pile da ponte o viadotti (Tsigginos *et al.*, 2008; Zafeirakos *et al.*, 2011; Zafeirakos e Gerolymos, 2012, 2013, 2014; Lanzi, 2013; Cairo e Conte, 2014; Cairo *et al.*, 2016).

In questo paragrafo vengono presentati i risultati di alcune analisi in cui alla pila è assegnata una massa distribuita lungo il fusto ($\gamma_{\text{fusto pila}} = \gamma_{\text{cls}} = 25 \text{ kN/m}^3$) e una massa concentrata in testa m_s , pari alla sola massa dell'impalcato m_{imp} (eq. (5.4)). Inizialmente sono state calcolate le frequenze superiori delle pile per comprendere quali fossero i casi nei quali una differente modellazione della pila potesse influire sui risultati; in seguito, sono state condotte le analisi 3D denominate “*pila_n*” nella Tabella 5.3.

5.7.1 Calcolo delle frequenze associate ai modi superiori delle pile

La modellazione con un oscillatore ad un grado di libertà conduce a trascurare i modi superiori della sovrastruttura. Per superare questo limite sono state calcolate le frequenze di un sistema in cui la pila è dotata di massa distribuita, per valutare in quali casi le frequenze superiori a quella fondamentale potessero influire sui risultati delle analisi dinamiche. A tal fine è stato risolto il problema agli autovalori di una mensola dotata di massa distribuita e massa concentrata in testa (“*uniform cantilever with a tip mass*”). Alla base del calcolo vi è l'ipotesi di legame costitutivo elastico lineare e di trave indeformabile a taglio (trave di Eulero - Bernoulli). La prima equazione cardinale della dinamica del sistema in esame, nell'ipotesi di oscillazioni libere e di sistema non smorzato, è (Erturk e Inman, 2011):

$$EI_s \frac{\partial^4 u(z,t)}{\partial z^4} + \frac{m_{\text{pila}}}{h_s} \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (5.10)$$

in cui $E = E_{\text{cls}} = 27.3 \text{ GPa}$ è il modulo di Young del calcestruzzo, ridotto per tenere conto della fessurazione, I_s è il momento d'inerzia delle aree della sezione trasversale, $m_{\text{pila}}/h_s = \gamma_{\text{fusto pila}} \cdot A_{\text{pila}}$ è la massa per unità di altezza della pila e $u(z,t)$ è lo spostamento orizzontale della pila, funzione dell'ascissa z e del tempo t . Le condizioni al contorno sono:

$$u(0,t) = 0 \quad (5.11)$$

$$\left. \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \right|_{z=0} = 0 \quad (5.12)$$

$$\left. \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \right|_{z=h_s} = 0 \quad (5.13)$$

$$\left[EI_s \frac{\partial^3 u(z,t)}{\partial z^3} - m_s \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} \right]_{z=h_s} = 0 \quad (5.14)$$

in cui le (5.11) e (5.12) rappresentano le condizioni sugli spostamenti e sulla rotazione in corrispondenza dell'incastro, mentre le (5.13) e (5.14) rappresentano le condizioni sul taglio e sul momento flettente all'estremo libero, in cui è concentrata la massa $m_s = m_{imp}$.

Utilizzando il metodo della separazione delle variabili, lo spostamento orizzontale della pila viene espresso come segue:

$$u(z,t) = \phi(z) \cdot \eta(t) \quad (5.15)$$

in cui $\phi(z)$ è la componente dipendente dallo spazio e $\eta(t)$ la componente dipendente dal tempo. Sostituendo la (5.15) nella (5.10), l'equazione del moto diviene, con riferimento alla sola componente spaziale:

$$\frac{d^4 \phi(z)}{dz^4} - \omega^2 \frac{m_{pila}}{EI_s h_s} \phi(z) = 0 \quad (5.16)$$

in cui ω^2 è una costante positiva che costituisce l'autovalore del problema. Ipotizzando una forma di $\phi(z)$ per la soluzione della (5.16) e imponendo le condizioni al contorno, la risoluzione del problema agli autovalori conduce all'equazione caratteristica

$$1 + \cos \lambda \cosh \lambda + \lambda \frac{m_{imp}}{m_{pila}} (\cos \lambda \sinh \lambda - \sin \lambda \cosh \lambda) = 0 \quad (5.17)$$

ove λ è adimensionale e definito da

$$\lambda^4 = \omega^2 \frac{m_{pila} h_s^3}{EI_s} \quad (5.18)$$

L'equazione (5.17) è implicita; risolvendola iterativamente si ottiene λ , da cui la pulsazione naturale ω e quindi la frequenza naturale f associata al modo considerato.

Con riferimento alle sole pile associate ai pozzi di diametro $D = 12$ m (Tabella 3.9), le frequenze proprie così ottenute sono riportate nella Tabella 5.22.

Tabella 5.22. Frequenze proprie ottenute dalla risoluzione della (5.17) e confronto con le frequenze ottenute nell'ipotesi di *S.D.O.F.* per le pile associate ai pozzi con $D = 12$ m

H/D	h_s (m)	I_s (m ⁴)	m_{pila} (Mg)	m_{imp} (Mg)	m_{imp}/m_{pila}	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	f_2/f_1
0.5	15	4.39	113.2	3445.1	30.4	0.88	43.52	49.5
	30	12.44	384.8	3173.5	8.2	0.54	14.12	26.1
	60	52.33	1399.3	2159.0	1.5	0.45	5.53	12.3
1	15	6.99	134.6	4160.5	30.9	1.01	50.34	49.8
	30	25.99	489.2	3806.0	7.8	0.71	18.11	25.5
	60	78.88	1454.0	2841.1	2.0	0.49	6.61	13.5
2	30	135.75	904.2	4986.9	5.5	1.42	30.54	21.5
	60	507.92	3156.8	2374.3	0.7	1.23	11.27	9.2

H/D	h_s (m)	f_1 (Hz)	$f_{1,SDOF}$ (Hz)	Δf_1 (%)
0.5	15	0.88	0.88	-0.4
	30	0.54	0.53	-1.5
	60	0.45	0.42	-6.7
1	15	1.01	1.01	-0.4
	30	0.71	0.70	-1.6
	60	0.49	0.46	-5.5
2	30	1.42	1.38	-2.22
	60	1.23	1.09	-11.9

Dai risultati si osserva che alle pile con $h_s = 15$ e 30 m sono associate frequenze f_2 elevate, con un valore minimo pari a 14.12 Hz: tali valori si collocano ben al di fuori del campo in cui i terreni di fondazione amplificano il moto sismico, per tutti gli *input* sismici considerati (Figura 4.7, Figura 5.54, Figura 5.73). Per queste pile, il rapporto f_2/f_1 è compreso tra 21.5 e 49.8 ; valori così alti sono attribuibili agli elevati valori del rapporto di massa m_{imp}/m_{pila} , per i quali si ha un valore minimo pari a 5.5 . Si ritiene, quindi, che per queste pile i modi superiori al primo abbiano un effetto trascurabile, e che la modellazione con un sistema ad un grado di libertà sia sufficientemente accurata per descrivere il comportamento in condizioni di carico dinamiche. Per queste pile, infatti, si osserva anche un ottimo accordo tra le frequenze f_1 associate al primo modo di vibrare, ottenute con la (5.17) e quelle valutate per un oscillatore a un grado di libertà con massa $m_s = m_{imp} + 1/2 \cdot m_{pila}$ concentrata in testa.

Per le pile alte ($h_s = 60$ m), al contrario, il rapporto m_{imp}/m_{pila} decresce, raggiungendo un valore minimo pari a 0.7 per la pila con $h_s = 60$ m associata al pozzo con rapporto di snellezza $H/D = 2$, e il rapporto f_2/f_1 attinge il valore minimo, pari a 9.2. La minima frequenza f_2 è relativa alla pila associata al pozzo con rapporto di snellezza $H/D = 0.5$ ($f_2 = 5.53$ Hz): per questa pila, dato il ridotto valore di f_2 , ci si può attendere che il secondo modo influisca sui risultati dell'analisi di interazione. Per le pile di altezza $h_s = 60$ m, quindi, la schematizzazione con un oscillatore a un grado di libertà potrebbe cadere in difetto: infatti, oltre all'influenza della frequenza del secondo modo f_2 , già la prima frequenza ottenuta nell'ipotesi di massa concentrata in testa $m_s = m_{imp} + 1/2 \cdot m_{pila}$ è in minore accordo con la frequenza f_1 ottenuta con la (5.17), con una differenza percentuale massima $\Delta f_1 = (f_{1,SDOF} - f_1)/f_1 = -11.9\%$.

Quindi, le pile per le quali i modi superiori al primo potrebbero fornire un contributo non trascurabile sono le pile alte, $h_s = 60$ m, per le quali il rapporto m_{imp}/m_{pila} è ridotto, e in particolare minore di 5.5. Ciò è in accordo con le disposizioni delle NTC - 08 (Ministero delle Infrastrutture, 2008), che al § 7.9.4.1 riportano il campo di valori di m_{imp}/m_{pila} per il quale è possibile condurre l'analisi statica lineare di pile da ponte schematizzate con un oscillatore ad un grado di libertà.

Le frequenze proprie di una pila con massa distribuita, oltre ad essere calcolate con la (5.17) sono state anche valutate con il codice di calcolo *PLAXIS 3D*, utilizzando il modello numerico descritto nel § 5.2.1, per le sole pile con $h_s = 60$ m. In questo caso la pila è modellata assegnando all'elemento *beam* rappresentativo del fusto della pila un peso dell'unità di volume $\gamma_{fusto\ pila} = \gamma_{cls} = 25$ kN/m³. La base della pila è vincolata ad un elemento *plate* infinitamente rigido, in corrispondenza del quale è stato applicato uno *sweep di frequenza* sinusoidale in accelerazione nella direzione orizzontale, di ampiezza pari a $a_{x,max} = 0.0001$ g (Figura 5.96). Il campo di frequenze dello *sweep* è compreso tra 0.1 e 10 Hz (Figura 5.97) e la durata dell'analisi è $T_f = 99.99$ s; il passo temporale scelto per l'integrazione delle equazioni del moto è $\Delta t = 0.01$ s. Il rapporto di smorzamento della pila, $\xi_s = 5\%$, è introdotto mediante una formulazione alla Rayleigh, in cui i parametri α_R e β_R sono stati calibrati ponendo come frequenze di controllo $f_m = 1/T_{eq}$, con T_{eq} , periodo proprio del sistema, ottenuto con la relazione (3.25), e $f_n = f_{sweep,max} = 10$ Hz, al fine di non sovrasmorzare le componenti del moto corrispondenti ai modi superiori. Le frequenze proprie della pila sono state individuate dai picchi dello spettro di Fourier delle ampiezze delle accelerazioni in testa alla pila. I risultati ottenuti per la pila di altezza $h_s = 60$ m associata al pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H/D = 0.5$ (terza riga nella Tabella 5.22) sono rappresentati nella Figura 5.96 e nella Figura 5.97.

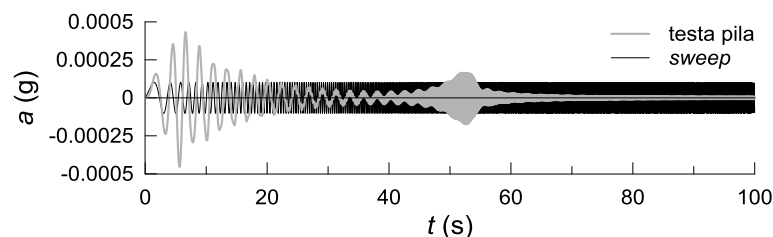


Figura 5.96. Storie temporali dello *sweep* in accelerazione applicato alla base della pila e della risposta osservata in testa alla pila ($h_s = 60$ m, associata al pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H/D = 1$)

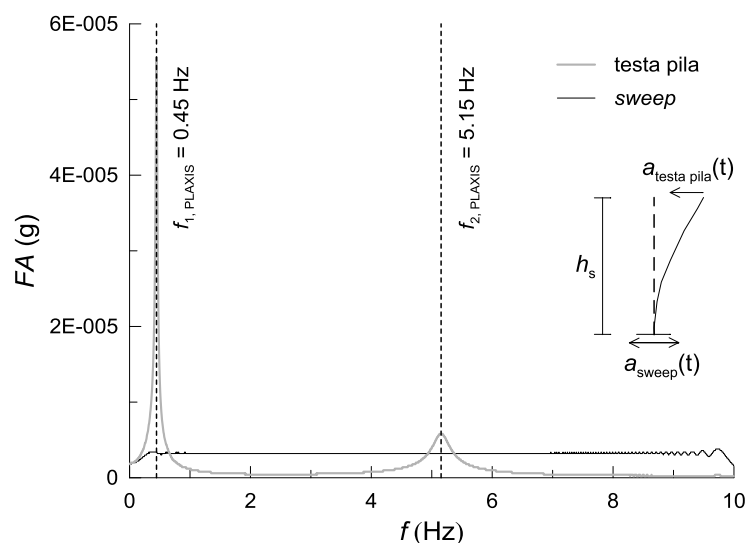


Figura 5.97. Spettri di Fourier delle ampiezze delle accelerazioni orizzontali, *sweep* di *input* e testa pila ($h_s = 60$ m, associata al pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H/D = 1$)

I risultati ottenuti sono riportati nella Tabella 5.23. Nello specifico, si osserva un ottimo accordo per la frequenza fondamentale f_1 , e un accordo soddisfacente per la seconda frequenza f_2 , con un errore massimo $\Delta f_{2,\max} = (f_{2,\text{PLAXIS}} - f_2)/f_2 = -22.17\%$. Gli errori riscontrati sulla seconda frequenza derivano principalmente dalla formulazione della matrice di massa della pila (“*lumped mass matrix*”) adottata dal programma: essa, come è noto, comporta una sottostima delle frequenze proprie del sistema, crescente al crescere del modo considerato (Bathe, 1996).

Tabella 5.23. Frequenze proprie delle pile con $h_s = 60$ m e massa distribuita ottenute in PLAXIS 3D e confronto con quelle ottenute con la (5.17)

H/D	m_{pila} (Mg)	m_{imp} (Mg)	$f_{1\text{PLAXIS}}$ (Hz)	$f_{1(5.17)}$ (Hz)	Δf_1 (%)	$f_{2\text{PLAXIS}}$ (Hz)	$f_{2(5.17)}$ (Hz)	Δf_2 (%)
0.5	1399.3	2159.0	0.45	0.45	0.24	5.15	5.53	-6.80
1	1454.0	2841.1	0.48	0.49	-1.51	5.98	6.61	-9.52
2	3156.8	2374.3	1.19	1.23	-3.42	8.77	11.27	-22.17

5.7.2 Analisi d'interazione 3D con pila dotata di massa distribuita

Il contributo dei modi superiori della sovrastruttura alla risposta del sistema pila - pozzo - terreno dipende dal contenuto in frequenza dell'input sismico. Segnali caratterizzati da un contenuto in frequenza prossimo alla seconda frequenza della pila a vincoli fissi possono contribuire ad incrementare l'influenza di tale modo. Per questo motivo, le analisi tridimensionali di interazione denominate "pila_n" sono state condotte imponendo al *bedrock* la storia temporale di accelerazione di Assisi (Figura 5.2), caratterizzata da un periodo medio $T_m = 0.24$ s e un periodo predominante $T_p = 0.18$ s ($f_p = 1/T_p = 5.56$ Hz). I valori assunti per i parametri di queste analisi sono riportati nella Tabella 5.24.

Tabella 5.24. Valori assunti per i parametri nelle analisi numeriche "pila_n"

nome analisi	D (m)	H/D	h_s (m)	segnale di input	ϵ_v (%)	$\gamma_{fusto\ pila}$ (kN/m ³)	confronto con
pila_1	12	0.5	60	Assisi E-W	0.45	25	Assisi_4
pila_2	12	1	60	Assisi E-W	0.90	25	Assisi_7
pila_3	12	2	60	Assisi E-W	1.80	25	Assisi_9

Le frequenze di controllo f_m e f_n necessarie alla calibrazione del rapporto di smorzamento ξ dei terreni di fondazione, delle interfacce e di tutti gli elementi strutturali sono uguali a quelli utilizzati nelle analisi denominate "Assisi_n" (§ 5.5.1.2).

I risultati ottenuti da queste analisi sono stati confrontati con i risultati delle analisi corrispondenti, in cui la pila è stata schematizzata come oscillatore elementare (Assisi_4, Assisi_7 e Assisi_9) (Tabella 5.3).

Nella Figura 5.98 sono riportate le storie temporali dell'accelerazione orizzontale calcolate in testa alla pila, ottenute per il pozzo di diametro $D = 12$ m con rapporto di snellezza $H/D = 0.5$, con (analisi pila_1) e senza (analisi Assisi_4) massa distribuita lungo il fusto della pila.

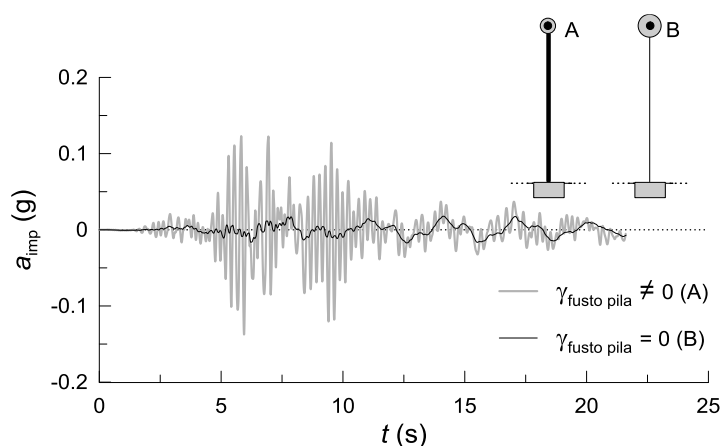


Figura 5.98. Storie temporali di accelerazione orizzontale in testa alla pila dalle analisi pila_1 ($\gamma_{fusto\ pila} = 25$ kN/m³) e Assisi_4 ($\gamma_{fusto\ pila} = 0$) ($D = 12$ m, $H/D = 0.5$, $h_s = 60$ m)

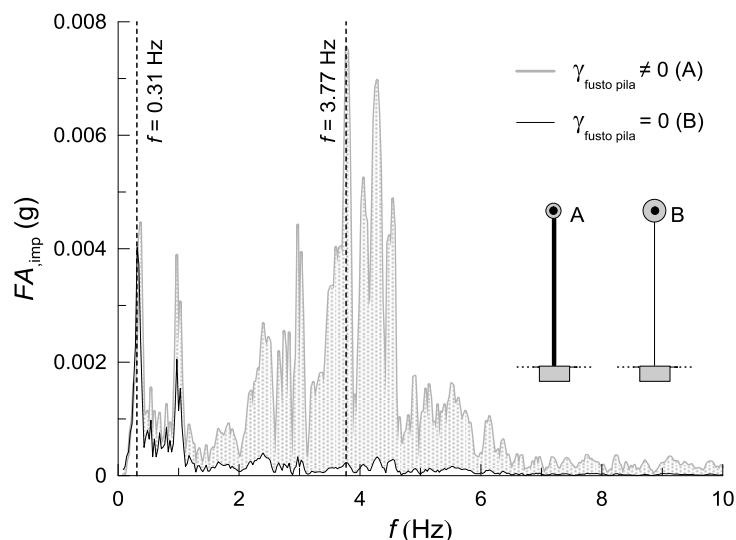


Figura 5.99. Spettri di Fourier delle accelerazioni orizzontali in testa alla pila dalle analisi *pila_1* ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 25 \text{ kN/m}^3$) e *Assisi_4* ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 0$) ($D = 12 \text{ m}$, $H/D = 0.5$, $h_s = 60 \text{ m}$)

Le due storie temporali mostrano sensibili differenze sia in termini di valori attinti che di contenuto in frequenza. L'accelerazione ottenuta con la pila dotata di massa distribuita mostra un valore massimo pari a $a_{\text{imp,max}} = 0.14 \text{ g}$, a fronte di un valore di $a_{\text{imp,max}} = 0.02 \text{ g}$ ottenuto con la pila schematizzata come un oscillatore elementare. Lo spettro di Fourier delle ampiezze ottenuto per la pila con massa distribuita, inoltre, mostra le massime ampiezze in corrispondenza di una frequenza $f = 3.77 \text{ Hz}$, mentre in assenza di massa distribuita si ha il picco delle ampiezze di Fourier per una frequenza $f = 0.31 \text{ Hz}$ (Figura 5.99). Le differenze osservate nell'accelerazione orizzontale dell'impalcato hanno una modesta influenza sul profilo del rapporto di accelerazione massima adimensionale $a_{\text{max}}/a_{\text{max,inp}}$, mostrato nella Figura 5.100.

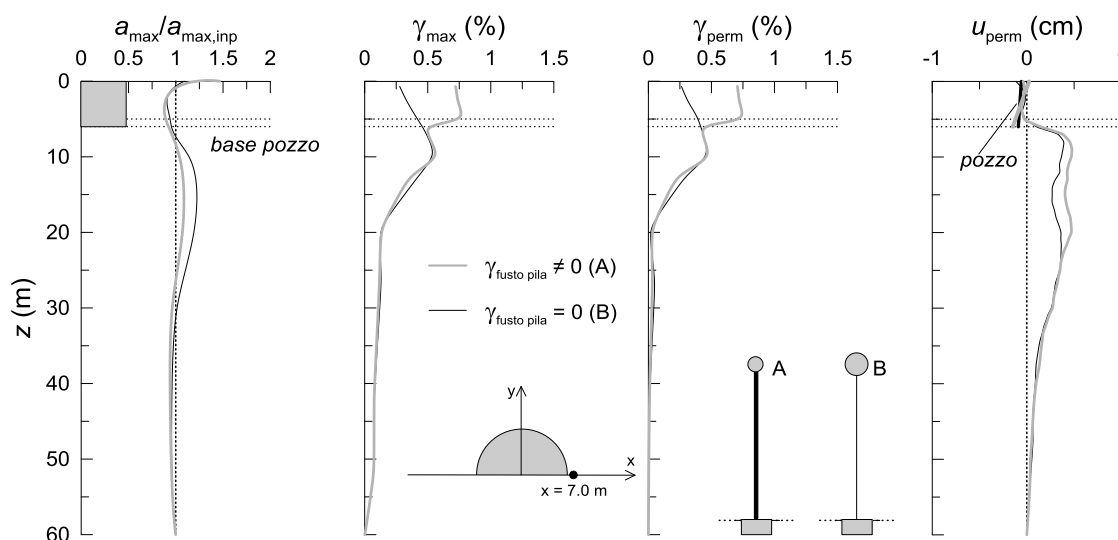


Figura 5.100. Profili del rapporto di accelerazione $a_{\text{max}}/a_{\text{max,inp}}$, delle deformazioni massime γ_{max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} dalle analisi *pila_1* ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 25 \text{ kN/m}^3$) e *Assisi_4* ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 0$) ($D = 12 \text{ m}$, $H/D = 0.5$, $h_s = 60 \text{ m}$)

Si osservano modeste differenze anche per i profili di deformazione massima γ_{\max} e permanente γ_{perm} , ad eccezione dei primi 6 m di profondità dal piano campagna: la deformazione massima a piano campagna $\gamma_{\max} (z = 0) \approx 0.75 \%$ per le analisi con massa distribuita della pila e $\gamma_{\max} (z = 0) \approx 0.25 \%$. Le stesse differenze sono osservate anche per i profili di deformazione permanente γ_{perm} . I profili di spostamento orizzontale permanente u_{perm} , invece, mostrano differenze trascurabili in presenza ed in assenza di massa distribuita; la configurazione deformata permanente del pozzo, al contrario, presenta una maggiore rotazione in presenza di massa distribuita. In sintesi, la schematizzazione della pila con massa distribuita conduce ad una plasticizzazione del terreno leggermente maggiore, concentrata nei pressi del piano campagna.

La maggiore plasticizzazione del terreno in presenza di pila con massa distribuita comporta una riduzione delle ordinate spettrali all'interno del terreno, come riportato nella Figura 5.101. L'area campita in figura mostra la differenza tra le ordinate spettrali ottenute alla profondità $z = 5$ m con e senza massa distribuita: nello specifico, l'ordinata spettrale massima $S_{a\max}$ passa da un valore 1.38 g per pila senza massa distribuita a 1.16 g per pila con massa distribuita. La plasticizzazione del terreno e la conseguente diminuzione delle ordinate spettrali è causata dalle azioni che la pila trasmette in testa al pozzo in corrispondenza della seconda frequenza del sistema: si osserva, infatti, un picco delle ordinate spettrali dell'impalcato per un periodo proprio $T = 0.24$ s, che in assenza di massa distribuita non poteva essere colto.

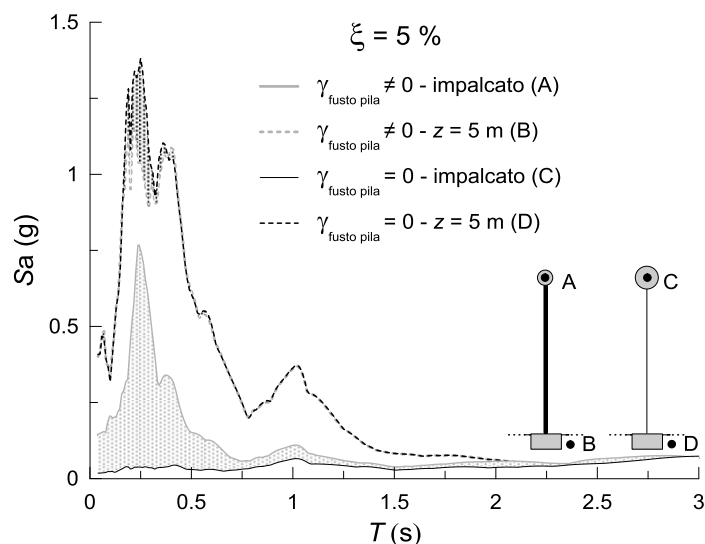


Figura 5.101. Spettri elastici di risposta in accelerazione all'impalcato (spettro locale) e alla profondità $z = 5$ m, dalle analisi *pila_1* ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 25 \text{ kN/m}^3$) e *Assisi_4* ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 0$) ($D = 12$ m, $H/D = 0.5$, $h_s = 60$ m)

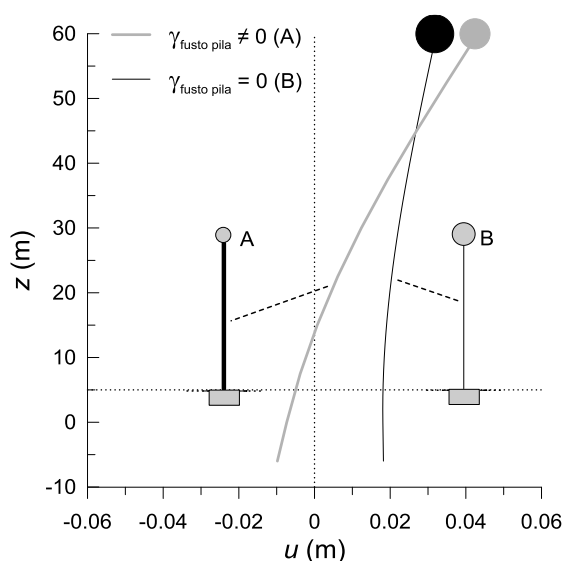


Figura 5.102. Deformate del sistema all'istante temporale in cui è $u_{imp} = \max$, dalle analisi *pila_1* ($\gamma_{fusto\ pila} \neq 0$) e *Assisi_4* ($\gamma_{fusto\ pila} = 0$) ($D = 12\text{ m}$, $H/D = 0.5$, $h_s = 60\text{ m}$)

Le differenze prodotte dalle due diverse modellazioni della pila si riflettono anche sulla deformata del sistema nell'istante in cui lo spostamento orizzontale della testa della pila è massimo (Figura 5.102). Nella figura si è assunto lo spostamento dell'impalcato positivo. Si osservano differenze in termini di spostamento dell'impalcato u_{imp} , di *drift* u_{rel} e di rotazione del pozzo θ (Tabella 5.25); gli spostamenti e le rotazioni sono riferite all'istante temporale t^* in cui lo spostamento orizzontale della testa della pila è massimo, per le analisi *pila_1* (massa distribuita) e *Assisi_4* (senza massa distribuita).

Tabella 5.25. Spostamenti orizzontali e rotazioni nell'istante temporale t^* in cui $u_{imp} = \max$, per le analisi denominate *pila_1* (massa distribuita) e *Assisi_4* (senza massa distribuita)

nome analisi	u_{imp} (cm)	u_{rel} (cm)	θ (rad)	u_{rel}/h_s (%)	t^* (s)
<i>pila_1</i>	4.3	5.1	0.00040	0.8	15.545
<i>Assisi_4</i>	3.2	1.4	0.00002	0.2	5.110

Nello specifico, lo spostamento massimo dell'impalcato è pari a 4.3 cm con massa distribuita e 3.2 cm in assenza di massa distribuita, con una differenza percentuale pari al 25 %. Differenze maggiori tra i risultati delle due analisi si ottengono in termini di *drift*, con una differenza percentuale pari a circa il 72 %. Le rotazioni del pozzo sono, in entrambi i casi, molto ridotte e prossime a zero; la differenza percentuale è pari al 95 %.

Nel caso di pozzo con rapporto di snellezza pari a $H/D = 2$ (analisi denominate *pila_3* e *Assisi_9*) l'influenza della modellazione della pila sui risultati dell'analisi è ridotta rispetto a quanto osservato in precedenza per $H/D = 0.5$: ciò dipende dalle diverse

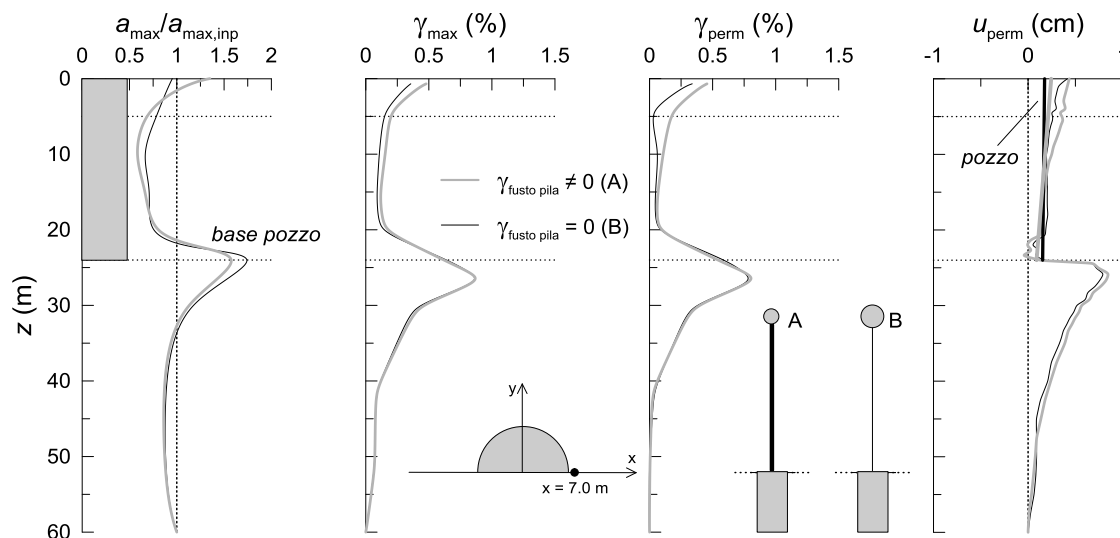


Figura 5.103. Profili del rapporto di accelerazione $a_{max}/a_{max,inp}$, delle deformazioni massime γ_{max} e permanenti γ_{perm} e degli spostamenti orizzontali permanenti u_{perm} dalle analisi *pila_3* ($\gamma_{fusto\ pila} = 25\text{ kN/m}^3$) e *Assisi_9* ($\gamma_{fusto\ pila} = 0$) ($D = 12\text{ m}$, $H/D = 2$, $h_s = 60\text{ m}$)

caratteristiche meccaniche della pila associata a questi pozzi, e in particolare dal valore della seconda frequenza f_2 , significativamente maggiore delle frequenze dominanti dell'*input* sismico (Tabella 5.23). Conseguentemente, i profili di accelerazione, deformazione e spostamento orizzontale del terreno ottenuti a ridosso del pozzo nelle due analisi *pila_3* e *Assisi_9* sono sostanzialmente coincidenti (Figura 5.103); anche la configurazione deformata assunta dal pozzo alla fine dell'analisi varia poco al variare della modellazione della pila. Gli spettri di risposta ottenuti nel terreno alla profondità $z = 5\text{ m}$ sono quindi sostanzialmente coincidenti nelle due analisi (Figura 5.104), ad ulteriore conferma del fatto che lo stato di deformazione indotto nel terreno a ridosso del pozzo è simile.

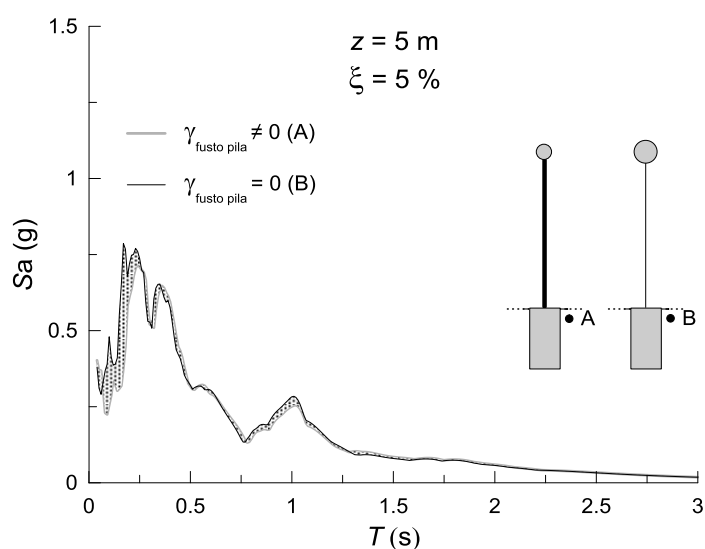


Figura 5.104. Spettri elastici di risposta in accelerazione alla profondità di $z = 5\text{ m}$ dalle analisi *pila_3* ($\gamma_{fusto\ pila} = 25\text{ kN/m}^3$) e *Assisi_9* ($\gamma_{fusto\ pila} = 0$) ($D = 12\text{ m}$, $H/D = 2$, $h_s = 60\text{ m}$)

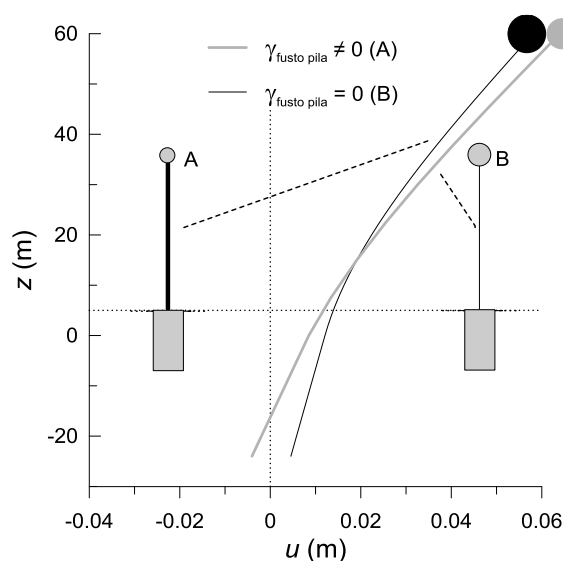


Figura 5.105. Deformate del sistema all'istante temporale in cui è $u_{imp} = \max$, dalle analisi *pila_3* ($\gamma_{fusto\ pila} = 25\text{ kN/m}^3$) e *Assisi_9* ($\gamma_{fusto\ pila} = 0$) ($D = 12\text{ m}$, $H/D = 0.5$, $h_s = 60\text{ m}$)

Le deformate del sistema nell'istante temporale t^* in cui viene attinto il valore massimo dello spostamento orizzontale dell'impalcato, $u_{imp, \max}$, mostrano differenze molto più contenute al variare della modellazione della pila (Figura 5.105), rispetto a quanto osservato nel caso precedente (Figura 5.102).

In questo caso, la differenza osservata tra gli spostamenti della testa della pila è pari al 9 %, e quella del *drift* è pari al 17 %. In termini di rotazione del pozzo, la differenza è pari al 40 %, a fronte del 95 % ottenuto nel caso precedente. Anche l'istante t^* in cui viene attinto lo spostamento massimo $u_{imp, \max}$ ottenuto con massa distribuita è molto più prossimo a quello ricavato in assenza di massa distribuita (Tabella 5.26).

Tabella 5.26. Spostamenti orizzontali e rotazioni nell'istante temporale t^* in cui $u_{imp} = \max$, per le analisi denominate *pila_3* (massa distribuita) e *Assisi_9* (senza massa distribuita)

nome analisi	u_{imp} (cm)	u_{rel} (cm)	θ (rad)	u_{rel}/h_s (‰)	t^* (s)
<i>pila_3</i>	6.4	5.5	0.00052	0.9	9.490
<i>Assisi_9</i>	5.8	4.6	0.00030	0.8	10.230

L'effetto della seconda frequenza naturale della pila produce, in sintesi, un aumento delle azioni trasmesse alla testa del pozzo. Infatti, le componenti dell'*input* sismico prossime a tali frequenze si propagano all'interno del terreno senza indurre un incremento delle deformazioni plastiche, e quindi senza "tagliare" la trasmissione delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura, a causa del fatto che, a tali frequenze, il moto non viene amplificato (Figura 5.54). Conseguentemente, tali azioni vengono

interamente trasmesse alla testa del pozzo, contribuendo ad un incremento del *drift* e delle rotazioni sovrastruttura. Come già fatto in precedenza, si è eseguita una stima approssimata del grado di mobilitazione medio *MF* della resistenza al taglio (eq. (3.21)), utilizzando le azioni massime $Q_{s,max}$ e $M_{s,max}$ calcolate in testa al pozzo mediate l'analisi numerica, nell'ipotesi semplificativa che il carico verticale agente fosse quello statico, pari a $N_{testa\ pozzo}$. Questa è solo una stima approssimata di *MF*, perché si sono utilizzate le soluzioni di Terzaghi - Froelich in condizioni drenate (capitolo 3), mentre $Q_{s,max}$ e $M_{s,max}$ sono calcolate in analisi dinamiche svolte in tensioni efficaci ma in condizioni non drenate. Nella Tabella 5.27 si riporta il grado di mobilitazione medio *MF* così ottenuto, in presenza e in assenza della massa distribuita, insieme ai valori massimi e permanenti di *drift* u_{rel} ottenuti dalle analisi.

Tabella 5.27. Grado di mobilitazione *MF* e valori massimi e permanenti del *drift* u_{rel} ottenuti nelle analisi con e senza massa distribuita lungo il fusto della pila

<i>analisi</i>	$Q_{s,max}$ (MN)	$M_{s,max}$ (MN·m)	<i>MF</i> (%)	u_{rel} (cm)		$u_{rel\ max}/h_s$ (‰)	
				<i>max</i>	<i>perm</i>	<i>max</i>	<i>perm</i>
<i>pila_1</i>	0.9	53.3	46.0	5.7	1.7	1.0	0.3
<i>Assisi_4</i>	0.5	29.7	41.4	4.7	0.3	0.8	0.1
<i>pila_2</i>	1.7	103.6	43.1	5.1	0.3	0.8	0.1
<i>Assisi_7</i>	1.2	72.7	38.6	4.2	0.3	0.7	0.0
<i>pila_3</i>	8.4	504.6	65.9	5.7	0.4	0.9	0.1
<i>Assisi_9</i>	6.3	379.2	53.5	5.0	0.0	0.8	0.0

I valori di *MF* stimati per le due modellazioni della pila sono diagrammati nella Figura 5.106. Al crescere del grado di mobilitazione *MF* aumentano i valori massimi del *drift* u_{rel} ; i valori permanenti sono, invece, piuttosto ridotti, e il loro aumento con il grado di mobilitazione è poco apprezzabile. La principale differenza tra le analisi con e senza massa distribuita consiste nel leggero incremento di *MF* in presenza della massa distribuita, con un conseguente aumento del valore massimo del *drift*. Il massimo incremento del *drift* si ha tra l'analisi *Assisi_4* e l'analisi *pila_1*; ciò è causato dal valore della seconda frequenza f_2 della pila a vincoli fissi, che assume, per l'analisi *pila_1*, il valore minimo $f_{2, \min} = 5.53$ Hz. L'influenza della modellazione della pila con massa distribuita è quindi massima in questo caso.

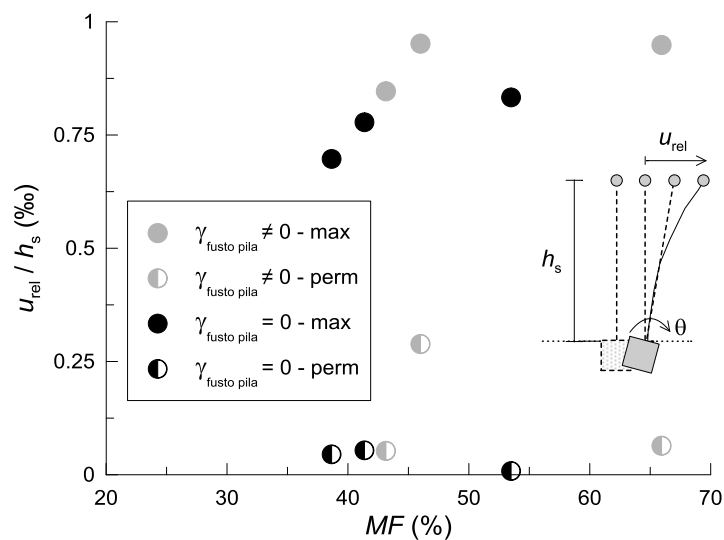


Figura 5.106. Valori massimi e permanenti del drift u_{rel} dalle analisi $pila_n$ ($\gamma_{fusto\ pile} = 25\text{ kN/m}^3$) e $Assisi_4$ ($H/D = 0.5$), $Assisi_7$ ($H/D = 1$) e $Assisi_9$ ($H/D = 2$) ($\gamma_{fusto\ pile} = 0$)

6. Coefficiente sismico equivalente per i pozzi di fondazione

Le accelerazioni indotte dall'evento sismico generano delle azioni inerziali nel pozzo di fondazione che possono essere espresse in funzione del suo peso attraverso il coefficiente sismico $k(t)$:

$$F(t) = k(t) \cdot W_{\text{pozzo}} \quad (6.1)$$

Esse si aggiungono alle azioni trasmesse dalla sovrastruttura e al peso del pozzo favorendo il possibile raggiungimento di uno stato limite ultimo di tipo geotecnico.

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche nei riguardi degli stati limite ultimi di tipo geotecnico possono essere eseguite con il metodo pseudostatico, in cui le azioni sismiche agenti in fondazione sono rappresentate da forze statiche equivalenti costanti nello spazio e nel tempo in modulo, direzione e verso.

La forza statica equivalente alle azioni inerziali agenti sul pozzo di fondazione può essere espressa nella forma:

$$F = k_{\text{eq}} \cdot W_{\text{pozzo}} \quad (6.2)$$

dove il coefficiente sismico equivalente k_{eq} deve essere scelto opportunamente affinché l'azione pseudostatica produca effetti equivalenti a quelli delle azioni inerziali indotte dal sisma. Essa è applicata nel baricentro delle masse del pozzo, che coincide con il baricentro delle aree se il peso dell'unità di volume del pozzo è costante.

Per le verifiche pseudostatiche di sicurezza dei pendii, costruzioni in terra e opere di sostegno il coefficiente sismico equivalente può essere legato alla prestazione del sistema, valutata attraverso gli spostamenti indotti dal sisma. Esso può essere definito in funzione della prestazione sismica richiesta dall'opera, e quindi in funzione dei massimi spostamenti indotti dal sisma che l'opera può tollerare (Rampello e Callisto, 2008; Rampello e Silvestri, 2009; Rampello *et al.*, 2010).

Per il caso in esame la definizione di k_{eq} non è semplice perché, a differenza dei casi precedenti, la prestazione del complesso pozzo - pila - impalcato dipende dalle azioni trasmesse in fondazione dalla sovrastruttura e perché la struttura di fondazione è completamente interrata.

Nel seguito, si fa riferimento alle sole componenti orizzontali delle azioni di inerzia agenti sul pozzo (Figura 6.1) e si pone il coefficiente sismico equivalente $k_{\text{h eq}}$ pari al valore di picco della storia temporale del coefficiente sismico equivalente $k_{\text{h eq}}(t)$ agente sul pozzo durante il sisma, $k_{\text{h eq}} = k_{\text{h eq, max}}$.

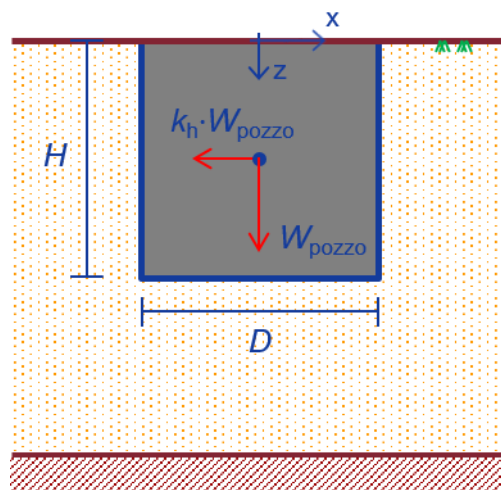


Figura 6.1. Schema di calcolo nelle verifiche di sicurezza di tipo geotecnico mediante l'approccio pseudostatico

Sebbene le forze d'inerzia agenti sul pozzo siano proporzionali alle accelerazioni assolute, le azioni di interesse per le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico sono quelle scambiate con il terreno, legate alle accelerazioni relative tra il pozzo e i terreni di fondazione. Infatti, se il pozzo di fondazione possedesse caratteristiche di massa e rigidità uguali a quelle del terreno, e in assenza delle azioni derivanti dalla sovrastruttura, le forze orizzontali scambiate tra i due mezzi sarebbero nulle, e le forze d'inerzia orizzontali sarebbero equilibrate dalle sole tensioni tangenziali alla base del generico concio, come avviene in condizioni monodimensionali (Seed e Martin, 1966).

L'affidabilità del metodo pseudostatico dipende sostanzialmente da una corretta valutazione del coefficiente sismico orizzontale equivalente. Esso deve, infatti, tenere conto dei fenomeni di interazione cinematica e inerziale che si verificano durante l'evento sismico. Nello specifico, gli effetti di interazione cinematica (§ 2.2.1.1) contribuiscono a ridurre le azioni di inerzia agenti all'interno della fondazione, per effetto del forte contrasto di rigidità tra il pozzo e il terreno. Il moto al quale è soggetta la fondazione può quindi essere caratterizzato da una marcata asincronia, il cui effetto netto consiste in una riduzione delle azioni d'inerzia in fondazione (Gerolymos e Gazetas, 2006 a). Il contrasto di rigidità pozzo - terreno ed eventuali fenomeni di moto asincrono dipendono anche dalle azioni trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale, § 2.2.1.2): queste possono contribuire, infatti, alla minore o maggiore plasticizzazione dei terreni di fondazione, limitando così l'entità delle azioni che possono essere trasmesse in fondazione (§ 2.2.2). La contemporaneità dei fenomeni richiamati rende complessa la determinazione di un coefficiente sismico equivalente che tenga conto di tutti gli effetti dell'interazione dinamica pozzo - terreno. Nel seguito, esso è inteso come un valore medio, o operativo, per la valutazione delle azioni scambiate tra il pozzo e il terreno durante l'evento sismico (Callisto *et al.*, 2008; Rampello *et al.*, 2009).

Il coefficiente sismico equivalente deve rappresentare, in forma sintetica, le forze orizzontali che si scambiano pozzo e terreno, pari a $\Delta F(t) = F_{\text{pozzo}}(t) - F_{\text{ff}}(t)$, in cui $F_{\text{pozzo}}(t)$ e $F_{\text{ff}}(t)$ sono, rispettivamente, le forze orizzontali agenti nel pozzo e nel terreno nelle condizioni di *free - field*. Tali forze sono state ottenute dalle analisi dinamiche 3D discusse nel capitolo precedente. Nello specifico, queste analisi hanno fornito le storie temporali delle accelerazioni orizzontali agenti all'interno del pozzo e quelle delle accelerazioni in condizioni *free - field* durante la fase dinamica di calcolo. Per ottenere la storia temporale del coefficiente sismico equivalente, $k_{\text{h eq}}(t)$, il pozzo di fondazione è stato suddiviso in dischi di altezza $h_i = 2$ m (Figura 6.2).

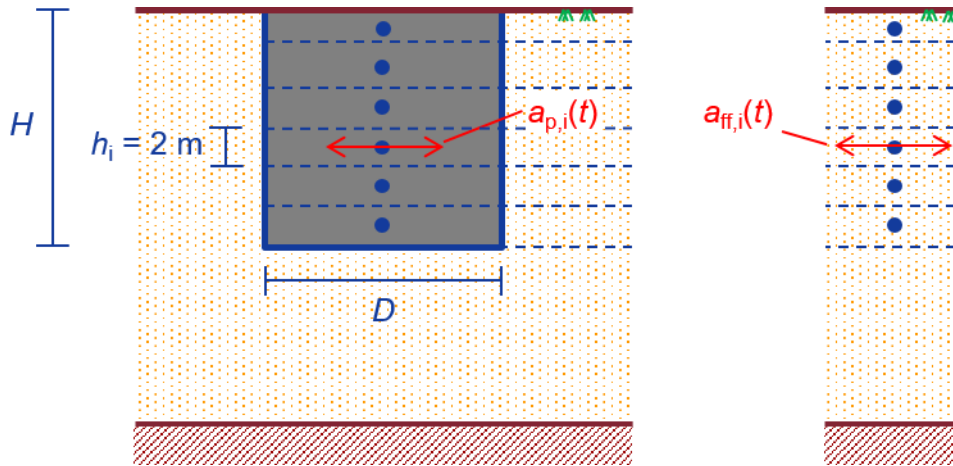


Figura 6.2. Schema per il calcolo della storia temporale del coefficiente sismico equivalente $k_{\text{h eq}}$

In corrispondenza dei baricentri di ciascun disco, collocati alla profondità z_i , sono state calcolate le storie temporali di $\Delta F(t)$, pari a

$$\Delta F(z_i, t) = F_{\text{pozzo}}(z_i, t) - F_{\text{ff}}(z_i, t) = \left[\rho_{\text{cls}} \cdot a_p(z_i, t) - \rho \cdot a_{\text{ff}}(z_i, t) \right] \cdot h_i \cdot A_{\text{pozzo}} \quad (6.3)$$

in cui a_p e a_{ff} sono le accelerazioni orizzontali agenti nel pozzo e nel terreno in condizioni *free - field*, ρ_{cls} e ρ sono le masse per unità di volume del pozzo e del terreno e A_{pozzo} è la sezione trasversale del pozzo di fondazione. Le accelerazioni orizzontali all'interno del pozzo a_p sono state calcolate lungo l'allineamento verticale passante per il baricentro del pozzo ($x = 0$); infatti, a causa dell'elevata rigidità del pozzo, le accelerazioni orizzontali dipendono solo dalla profondità, oltre che dall'istante temporale considerato. La storia temporale del coefficiente sismico equivalente $k_{\text{h eq}}(t)$ è stata ottenuta, per ogni istante temporale, come segue:

$$k_{\text{h eq}}(t) = \frac{\Delta F(t)}{W_{\text{pozzo}}} = \frac{\sum_i \left[\frac{a_p(z_i, t)}{g} - \frac{\rho}{\rho_{\text{cls}}} \cdot \frac{a_{\text{ff}}(z_i, t)}{g} \right] \cdot h_i}{H} \quad (6.4)$$

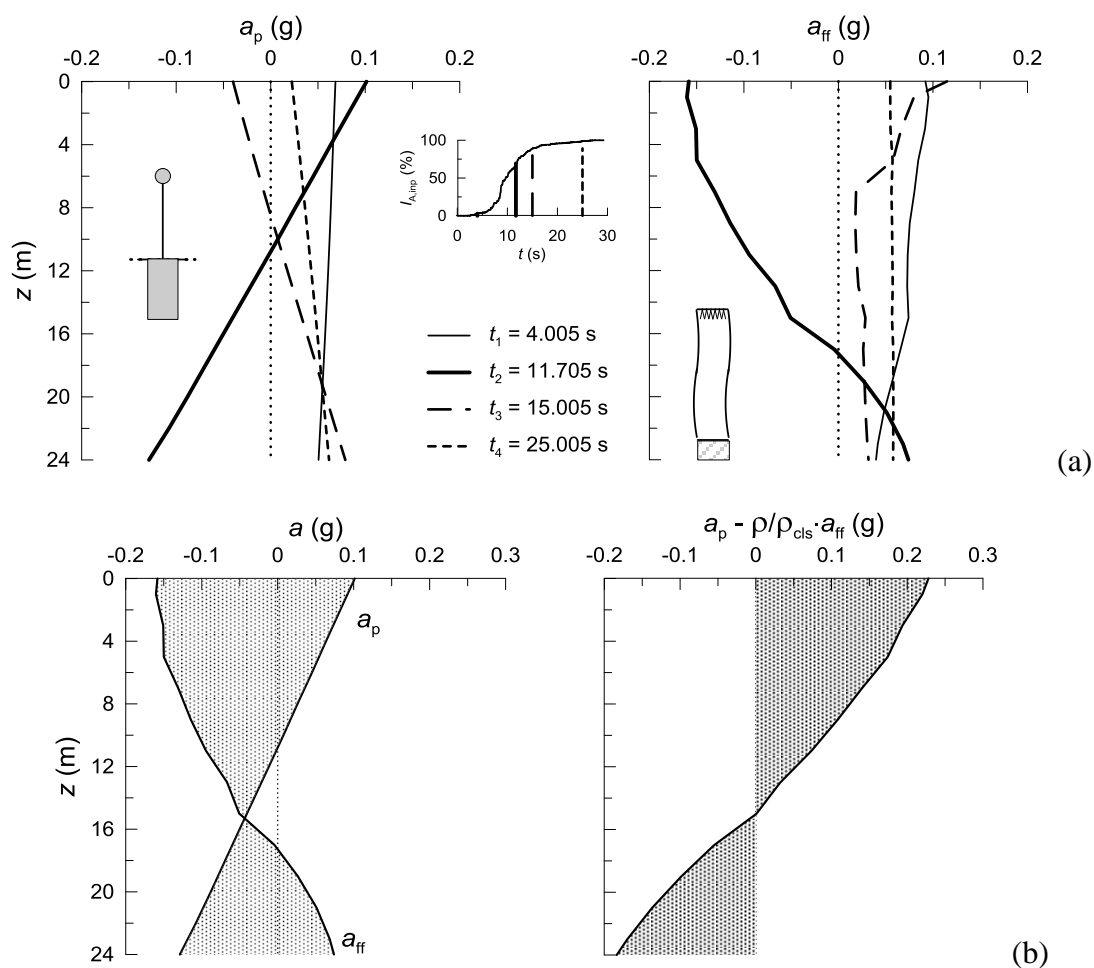


Figura 6.3. Accelerazioni orizzontali agenti nel pozzo e nelle condizioni *free - field* nell'analisi *Adana_7* (pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H = 24$ m, pila di altezza $h_s = 30$ m, $\varepsilon_v = 1.8$ % e $\gamma_{fusto\ pila} = 0$) (a); calcolo del coefficiente sismico equivalente (b)

in cui H è l'altezza del pozzo e $\rho/\rho_{cls} = 1/1.25$ è il rapporto tra le masse per unità di volume del terreno e del pozzo. Una rappresentazione schematica del calcolo di $k_{h\ eq}$ per alcuni istanti temporali è riportata nella Figura 6.3, nella quale sono diagrammati i profili delle accelerazioni orizzontali all'interno del pozzo e nelle condizioni *free - field* (Figura 6.3 a). L'analisi *Adana_7* (Tabella 5.3) si riferisce a un pozzo di dimensioni $D = 12$ m con rapporto di snellezza $H/D = 2$ e pila di altezza $h_s = 30$ m. Per ogni istante temporale, le accelerazioni orizzontali agenti all'interno del pozzo variano linearmente con la profondità: ciò è stato osservato in tutte le analisi svolte. Il profilo risultante per il calcolo del coefficiente sismico equivalente è diagrammato nella Figura 6.3 b) per $t = 11.705$ s. La Figura 6.4 mostra la storia temporale di $k_{h\ eq}(t)$ per il caso considerato, insieme con il massimo valore assoluto attinto durante l'evento sismico, $k_{h\ eq} = k_{h\ eq, \max}$.

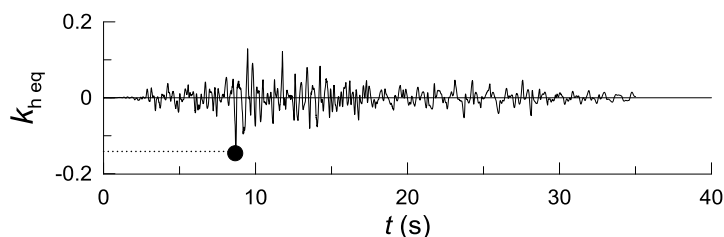


Figura 6.4. Storia temporale del coefficiente sismico equivalente per il caso *Adana_7* (pozzo di dimensioni $D = 12$ m e $H = 24$ m, pila di altezza $h_s = 30$ m, $\varepsilon_v = 1.8$ % e $\gamma_{fusto\ pila} = 0$)

6.1 Caratteristiche delle storie temporali del coefficiente sismico equivalente

Le principali caratteristiche delle storie temporali del coefficiente sismico equivalente $k_{h\ eq}(t)$, ottenute nelle analisi dinamiche 3D, sono presentate in termini di massimi valori calcolati $k_{h\ eq}$, di periodo medio T_m e di intensità di Arias I_A . Tali valori sono confrontati con quelli dell'*input* sismico nonché, per i valori massimi $k_{h\ eq}$, con quelli ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field*, condotte con il metodo lineare equivalente (*L.E.*) e con la procedura semplificata proposta dalla normativa italiana vigente (NTC - 08; Ministero delle Infrastrutture, 2008).

Nella Figura 6.5 i valori di picco delle storie temporali del coefficiente sismico equivalente sono diagrammati per ciascuno dei trentanove sistemi studiati mediante le analisi dinamiche 3D.

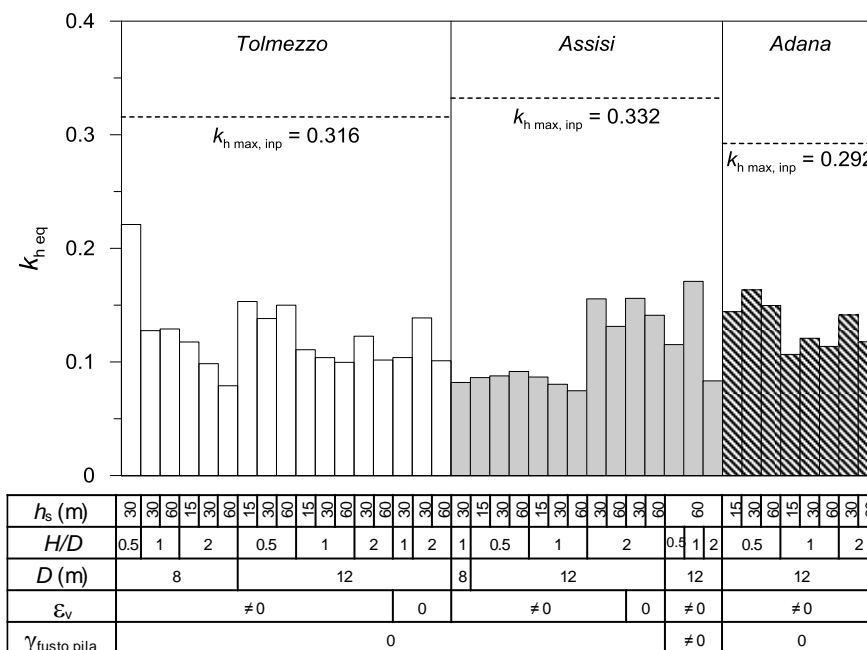


Figura 6.5. Valori massimi del coefficiente sismico equivalente ottenuti dalle analisi dinamiche 3D, confrontati con i valori massimi dell'*input* sismico

Tali valori sono confrontati con il valore di picco dell'*input* sismico $k_{h \max, \text{inp}} = a_{\max, \text{inp}}/g$. La figura mostra che i valori massimi $k_{h \text{eq}}$ sono sempre inferiori al valore di picco dell'*input* sismico $k_{h \max, \text{inp}}$. Nello specifico, si osservano valori di $k_{h \text{eq}}$ compresi tra 0.079 e 0.221 per l'accelerogramma di Tolmezzo, tra 0.075 e 0.171 per l'accelerogramma di Assisi e tra 0.107 e 0.163 per il segnale di Adana (Tabella 6.1). Il rapporto $k_{h \text{eq}}/k_{h \max, \text{inp}}$ tra il valore massimo attinto dal coefficiente sismico equivalente e il valore massimo dell'*input* assume valori compresi tra 0.22 e 0.70 considerando tutti i segnali sismici di ingresso. I valori più bassi di tale rapporto sono ottenuti per l'accelerogramma di Assisi e, nello specifico, nelle analisi *Assisi_6* a *Assisi_7* (Tabella 5.3), che si riferiscono a pozzi caratterizzati da un rapporto di snellezza $H/D = 1$ e da elevati rapporti T_{eq}/T_0 tra il periodo proprio del sistema e il periodo proprio della colonna di terreno, a fronte di un *input* sismico caratterizzato da un periodo medio $T_m = 0.24$ s. Il valore più elevato del rapporto $k_{h \text{eq}}/k_{h \max, \text{inp}}$, pari a 0.70, è ottenuto per l'analisi *Tolmezzo_1*, nella quale il pozzo ha le dimensioni minime tra quelle considerate nello studio parametrico (diametro $D = 8$ m e rapporto di snellezza $H/D = 0.5$) e la pila è alta 30 m. In generale, per l'*input* di Tolmezzo si osserva, a parità di diametro del pozzo, una riduzione di $k_{h \text{eq}}$ al crescere di H/D e di h_s ; per gli altri due *input* l'andamento è meno chiaro.

Tabella 6.1. Valori massimi del coefficiente sismico orizzontale equivalente e confronto con il segnale sismico d'ingresso

<i>segnale di input</i>	$k_{h \text{eq}}$	$k_{h \max, \text{inp}}$	$k_{h \text{eq}}/k_{h \max, \text{inp}}$
Tolmezzo E-W	0.079 - 0.221	0.316	0.25 - 0.70
Assisi E-W	0.075 - 0.171	0.332	0.22 - 0.51
Adana E-W	0.107 - 0.163	0.292	0.36 - 0.56

I valori di picco del coefficiente sismico equivalente, $k_{h \text{eq}}$, possono essere espressi in funzione del coefficiente sismico atteso al piano campagna valutato, a sua volta, attraverso la procedura semplificata proposta dalla normativa tecnica italiana (NTC - 08) o mediante analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field*. Nel primo caso è:

$$k_{h \max (\text{NTC-08})} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} \quad (6.5)$$

in cui S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente di amplificazione topografica e a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. Nel caso in esame è $S_T = 1$ e $a_g = a_{\max, \text{inp}} = k_{h \max, \text{inp}} \cdot g$. Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S è stato valutato assimilando i terreni di fondazione a un sottosuolo di categoria C ($V_{S,30} = 204$ m/s), per il quale è:

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50 \quad (6.6)$$

ove F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, posto pari a 2.5 in queste valutazioni. I valori di $k_h(z=0)$ NTC-08 così ottenuti sono riassunti nella Tabella 6.2, nella quale è riportato anche il confronto con i valori massimi del coefficiente sismico equivalente $k_{h\text{ eq}}$.

Tabella 6.2. Confronto tra i valori massimi del coefficiente sismico equivalente e del coefficiente sismico orizzontale in superficie ottenuto con la procedura semplificata proposta dalle NTC - 08

<i>segnale di input</i>	$k_{h\text{ eq}}$	$k_{h\text{ max, inp}}$	S_s	$k_{h\text{ max (NTC-08)}}$	$k_{h\text{ eq}}/k_{h\text{ max (NTC-08)}}$
Tolmezzo E-W	0.079 - 0.221	0.316	1.23	0.387	0.20 - 0.57
Assisi E-W	0.075 - 0.171	0.332	1.20	0.399	0.19 - 0.43
Adana E-W	0.107 - 0.163	0.292	1.26	0.369	0.29 - 0.44

Il rapporto $\alpha = k_{h\text{ eq}}/k_{h\text{ max (NTC-08)}}$ è diagrammato nella Figura 6.6 in funzione della frequenza adimensionale $\beta_0 = 2\pi \cdot H/\lambda_m$, in cui $\lambda_m = T_{m, \text{inp}} \cdot V_{S, \text{eq}}$ è la lunghezza d'onda media dell'*input* sismico, $T_{m, \text{inp}}$ è il periodo medio dell'*input* e $V_{S, \text{eq}}$ è la velocità di propagazione delle onde di taglio ottenuta dalle analisi di risposta sismica locale condotte con il metodo lineare equivalente (§ 3.2.3.1). La frequenza adimensionale β_0 rappresenta il rapporto tra la profondità del pozzo H e la lunghezza d'onda del segnale λ_m (§ 2.2.1.1.1); al crescere di tale rapporto, e quindi di β_0 , ci si attende un maggiore effetto dei fenomeni di moto asincrono, con conseguente riduzione delle azioni inerziali agenti sul pozzo, di $k_{h\text{ eq}}$ e del rapporto $k_{h\text{ eq}}/k_{h\text{ max (NTC-08)}}$. In figura i risultati sono distinti in base all'accelerogramma di *input* e all'altezza della pila h_s . All'aumentare della frequenza adimensionale, il rapporto $k_{h\text{ eq}}/k_{h(z=0)} \text{ NTC-08}$ mostra un andamento decrescente per valori di $\beta_0 \leq 1$, attingendo in questo campo i valori massimi e minimi. Per valori di β_0 compresi tra 1 e 2, invece, si osserva un leggero incremento di $k_{h\text{ eq}}/k_{h(z=0)} \text{ NTC-08}$, ottenendo valori compresi tra 0.21 e 0.39 a frequenze più elevate ($\beta_0 = 3.56$). Valori elevati della frequenza adimensionale β_0 , e quindi del rapporto H/λ , corrispondono a lunghezze d'onda del segnale piccole rispetto alla profondità del pozzo. In queste condizioni prevalgono gli effetti di moto asincrono: le azioni d'inerzia agenti sul pozzo diminuiscono e si riduce, di conseguenza, il coefficiente sismico equivalente. Per valori bassi della frequenza adimensionale β_0 il moto applicato in fondazione diviene sincrono e si ottengono valori più elevati del coefficiente sismico equivalente. Il leggero incremento del coefficiente sismico equivalente osservato alle alte frequenze è attribuibile al fatto che gli elevati valori di β_0 sono associati a ridotti valori del rapporto T_{eq}/T_0 per i quali, come discusso nel capitolo 5, si ha una maggiore amplificazione del moto della sovrastruttura e delle azioni trasmesse in fondazione.

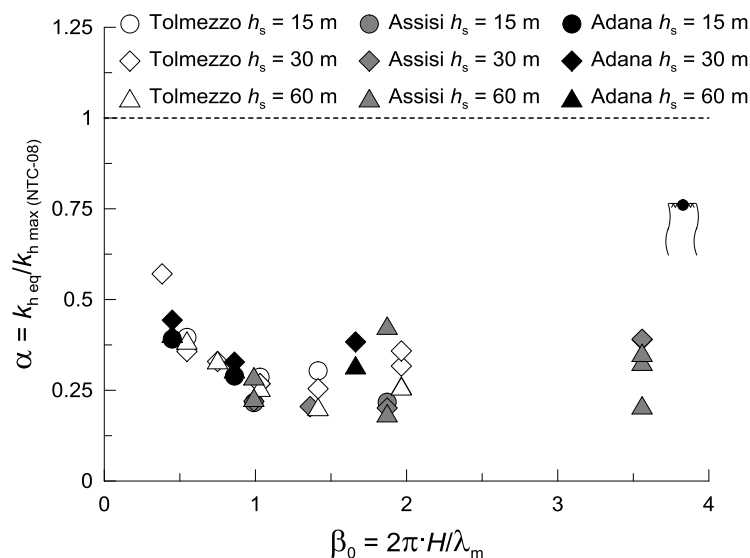


Figura 6.6. Rapporto tra i valori massimi del coefficiente sismico equivalente e del coefficiente sismico al piano campagna calcolato con la procedura semplificata proposta dalle NTC – 08 per categoria di sottosuolo C ($V_{S,30} = 204$ m/s) e $F_0 = 2.50$, in funzione della frequenza adimensionale

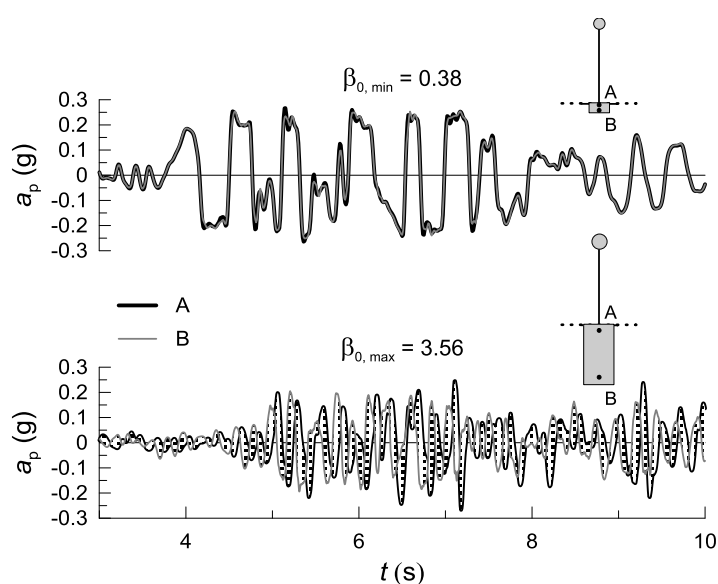


Figura 6.7. Storie temporali delle accelerazioni orizzontali all'interno del pozzo: in alto, $\beta_0 = \beta_{0, \min} = 0.38$ ($D = 8$ m, $H/D = 0.5$, $h_s = 30$ m, input sismico di Tolmezzo) e in basso, $\beta_0 = \beta_{0, \max} = 3.56$ ($D = 12$ m, $H/D = 2$, $h_s = 30$ m, input sismico di Assisi)

L'asincronia del moto in fondazione al variare della frequenza adimensionale β_0 è illustrata nella Figura 6.7. Nella figura sono mostrate le storie temporali delle accelerazioni orizzontali agenti all'interno del pozzo in prossimità della testa e della base del pozzo stesso, per i due valori limite di β_0 , $\beta_{0, \min} = 0.38$ e $\beta_{0, \max} = 3.56$: i due

valori corrispondono, rispettivamente, alle analisi *Tolmezzo_1* ($D = 8$ m, $H = 4$ m, $h_s = 30$ m) e *Assisi_8* ($D = 12$ m, $H = 24$ m, $h_s = 30$ m). Nello specifico, per $\beta_{0, \min} = 0.38$ le accelerazioni orizzontali in fondazione sono sostanzialmente uniformi all'interno del pozzo, per ogni istante temporale. Al contrario, per $\beta_{0, \max} = 3.56$ le accelerazioni orizzontali in testa e alla base del pozzo sono sfasate tra loro, indicando che il moto applicato è asincrono.

La dipendenza del rapporto $k_{h \text{ eq}}/k_{h \text{ max}}$ (NTC-08) dalla frequenza adimensionale β_0 è simile per i tre *input* sismici e per tutte le altezze delle pile. Nello specifico, all'aumentare dell'altezza della pila h_s si osserva una diminuzione del rapporto $k_{h \text{ eq}}/k_{h \text{ max}}$ (NTC-08), ad eccezione di quanto osservato nelle analisi "*pila_n*", nelle quali l'*input* sismico è costituito dall'accelerogramma di Assisi, per le quali la presenza dei modi superiori della pila dà luogo ad un incremento del coefficiente sismico equivalente ($\beta_0 = 0.99$ e 1.87 in figura).

I valori massimi attinti dal coefficiente sismico equivalente sono stati confrontati anche con i valori ottenuti nelle analisi di risposta sismica locale condotte in condizioni *free - field* con il metodo lineare equivalente, in cui il terreno viene assimilato ad un mezzo visco - elastico non lineare (MARTA; Callisto, 2015). Il valore massimo $k_{h \text{ eq}}$ è stato confrontato con i valori massimi di k_h calcolati al piano campagna, $k_{h \text{ max}}$ (L.E, p.c.), e con i valori massimi calcolati alla profondità del baricentro di ciascun pozzo, $k_{h \text{ max}}$ (L.E, $z = H/2$). Nella Figura 6.8 e nella Figura 6.9 i rapporti $k_{h \text{ eq}}/k_{h \text{ max}}$ (L.E, p.c.) e $k_{h \text{ eq}}/k_{h \text{ max}}$ (L.E, $z = H/2$) sono diagrammati in funzione della frequenza adimensionale β_0 . L'andamento osservato è analogo a quello già discusso in precedenza nel confronto con $k_{h \text{ max}}$ (NTC-08). Il rapporto $k_{h \text{ eq}}/k_{h \text{ max}}$ (L.E, p.c.) (Figura 6.8) mostra valori più bassi di quelli della Figura 6.6 perché i valori del coefficiente sismico ottenuto a piano campagna da analisi di risposta sismica locale sono maggiori di quelli previsti dalla normativa, $k_{h \text{ max}}$ (NTC-08). I valori del coefficiente sismico orizzontale massimo ottenuto al piano campagna $k_{h \text{ max}}$ (L.E, p.c.) sono riportati nella Tabella 6.3.

Tabella 6.3. Confronto tra i valori massimi del coefficiente sismico equivalente e del coefficiente sismico orizzontale in superficie ottenuto nelle analisi di risposta sismica locale condotte con il metodo lineare equivalente

<i>segnale di input</i>	$k_{h \text{ eq}}$	$k_{h \text{ max}}$ (L.E, p.c.)	$k_{h \text{ eq}}/k_{h \text{ max}}$ (L.E, p.c.)
Tolmezzo E-W	0.079 - 0.221	0.491	0.16 - 0.45
Assisi E-W	0.075 - 0.171	0.491	0.15 - 0.35
Adana E-W	0.107 - 0.163	0.486	0.22 - 0.34

Il rapporto tra il valore di picco del coefficiente sismico equivalente e il coefficiente sismico orizzontale massimo calcolato in condizioni *free - field* alla profondità del baricentro del pozzo, $k_{h \text{ eq}}/k_{h \text{ max}}$ (L.E, $z = H/2$), mostra valori più elevati di quelli osservati

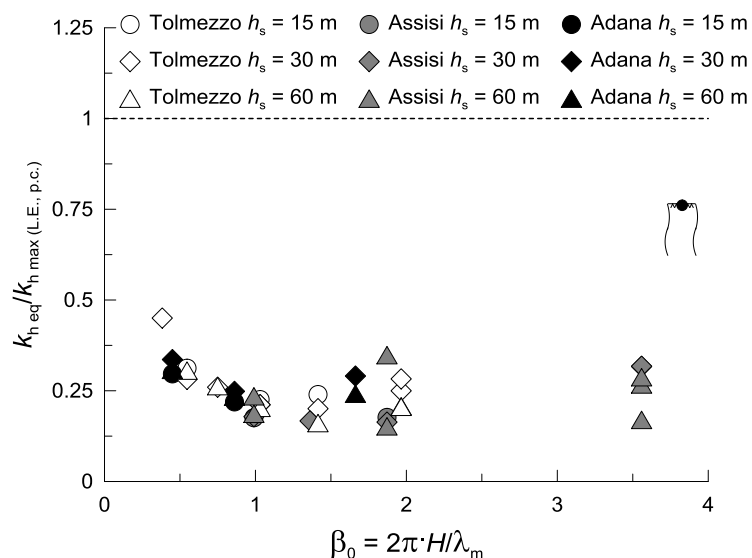


Figura 6.8. Rapporto tra i valori massimi del coefficiente sismico equivalente e del coefficiente sismico al piano campagna ottenuto dalle analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* svolte con il metodo lineare equivalente, in funzione della frequenza adimensionale

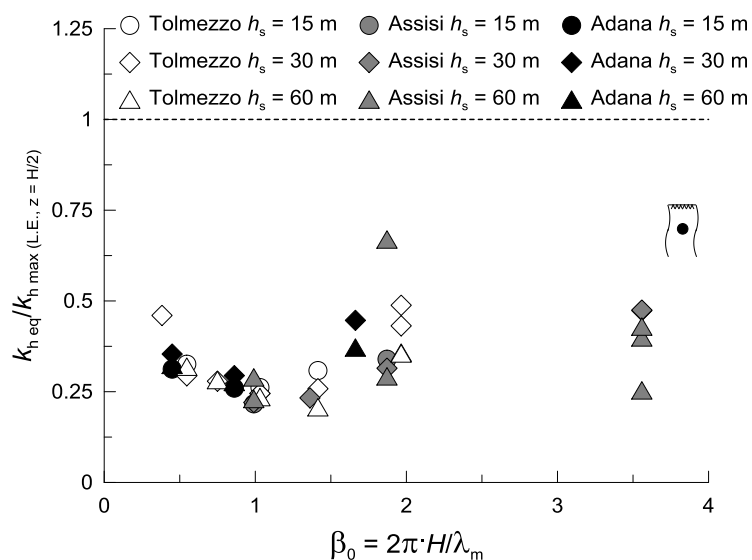


Figura 6.9. Rapporto tra i valori massimi del coefficiente sismico equivalente e del coefficiente sismico alla profondità del baricentro dei pozzi ottenuto dalle analisi di risposta sismica locale in condizioni *free - field* svolte con il metodo lineare equivalente, in funzione della frequenza adimensionale

precedentemente (Figura 6.9). Alla profondità $z = z_G = H/2$, infatti, i valori massimi ottenuti nelle condizioni *free - field* sono inferiori a quelli osservati al piano campagna (Figura 5.52, Figura 5.71), per tutti i segnali sismici considerati. I valori assunti da tale rapporto sono riportati nella Tabella 6.4; esso assume un valore massimo pari a 0.67 per

l'analisi *pila_2*, nella quale la pila è schematizzata con una mensola dotata di massa distribuita e massa concentrata in testa ($\gamma_{fusto\ pila} = 25\text{ kN/m}^3$). La simulazione degli effetti delle fasi costruttive, invece, ha una scarsa influenza sui valori massimi del coefficiente sismico equivalente.

Tabella 6.4. Confronto tra i valori massimi del coefficiente sismico equivalente e del coefficiente sismico orizzontale alla profondità $z_G = H/2$ ottenuto nelle analisi di risposta sismica locale condotte con il metodo lineare equivalente

segnale di input	$k_{h\ eq}$	$k_{h\ max\ (L.E.,\ z = H/2)}$	$k_{h\ eq}/k_{h\ max\ (L.E.,\ z = H/2)}$
Tolmezzo E-W	0.079 - 0.221	0.284 - 0.480	0.21 - 0.49
Assisi E-W	0.075 - 0.171	0.255 - 0.398	0.22 - 0.67
Adana E-W	0.107 - 0.163	0.317- 0.462	0.26 - 0.45

La storia temporale del coefficiente sismico equivalente $k_{h\ eq}(t)$ ottenuto dalle analisi dinamiche mostra un contenuto in frequenza differente da quello del segnale sismico di ingresso all'analisi. Nello specifico, come mostrato nella Figura 6.10, il periodo medio T_m del coefficiente sismico equivalente è, nel 72 % dei casi, maggiore di quello dell'input, $T_{m, inp}$. In dettaglio, nelle analisi in cui l'input è costituito dall'accelerogramma di Tolmezzo il periodo medio del coefficiente sismico equivalente raggiunge un valore di picco $T_m = 0.68\text{ s}$, a fronte del periodo medio dell'input

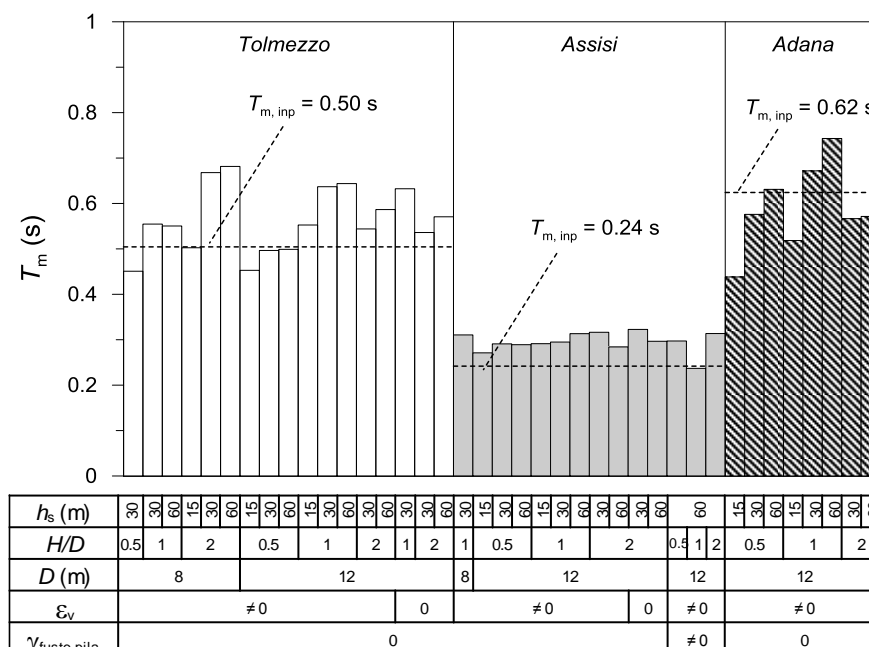


Figura 6.10. Periodi medi delle storie temporali del coefficiente sismico equivalente ottenuti dalle analisi dinamiche 3D, confrontati con i periodi medi degli input sismici

$T_{m,inp} = 0.50$ s, con un incremento del 35 %: esso costituisce il massimo incremento percentuale osservato considerando tutte le analisi. L'incremento del periodo medio del coefficiente sismico equivalente T_m indica la rimozione delle componenti del moto alle alte frequenze, per effetto di due fenomeni concomitanti: l'asincronia del moto, crescente al crescere della frequenza adimensionale β_0 , e la plasticizzazione dei terreni di fondazione, crescente al diminuire del rapporto T_{eq}/T_0 . Una sintesi dei risultati ottenuti in termini di periodo medio T_m è riportata nella Tabella 6.5.

Tabella 6.5. Periodo medio del coefficiente sismico orizzontale equivalente e confronto con il segnale sismico d'ingresso

segnale di input	T_m (s)	$T_{m,inp}$ (s)	$T_m/T_{m,inp}$
Tolmezzo E-W	0.45 - 0.68	0.50	0.89 - 1.35
Assisi E-W	0.24 - 0.32	0.24	0.98 - 1.33
Adana E-W	0.44 - 0.74	0.62	0.70 - 1.19

Nella Figura 6.11 sono riportati i valori dell'intensità di Arias delle storie temporali del coefficiente sismico equivalente, I_A , unitamente a quelli dei segnali sismici d'ingresso $I_{A,inp}$. L'intensità di Arias del coefficiente sismico equivalente è nettamente inferiore all'intensità di Arias dell'input, per tutti i segnali sismici e per tutte le geometrie considerate.

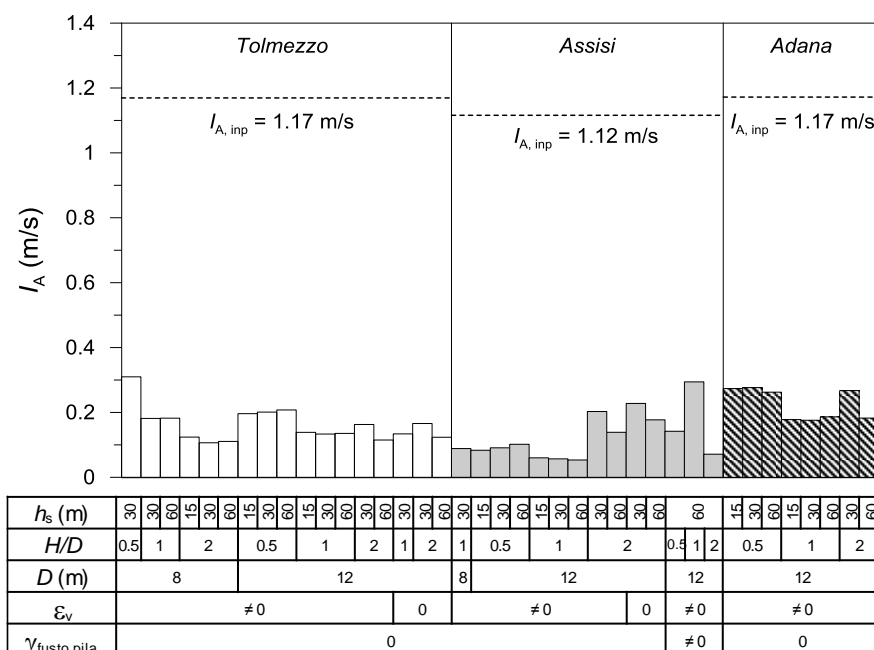


Figura 6.11. Intensità di Arias delle storie temporali del coefficiente sismico equivalente ottenute dalle analisi dinamiche 3D, confrontate con le intensità di Arias degli input sismici

Nello specifico, il massimo valore ottenuto dell'intensità di Arias, pari a $I_A = 0.31$ m/s, viene attinto nell'analisi *Tolmezzo_1*, nella quale l'*input* è costituito dalla storia temporale delle accelerazioni di Tolmezzo, il pozzo ha le dimensioni minime tra quelle considerate nello studio parametrico ($D = 8$ m e $H = 4$ m) e la pila ha un'altezza $h_s = 30$ m. Tale valore massimo costituisce il 26 % dell'intensità di Arias dell'*input*, $I_{A, \text{inp}} = 1.17$ m/s. Il valore minimo è, invece, attinto nell'analisi *Assisi_7*, nella quale il pozzo ha dimensioni $D = H = 12$ m e la pila ha un'altezza $h_s = 60$ m. La storia temporale del coefficiente sismico equivalente è caratterizzato da un'intensità di Arias $I_A = 0.05$ m/s, pari al 5 % di $I_{A, \text{inp}} = 1.12$ s. I risultati sono sintetizzati nella Tabella 6.6.

La riduzione dell'intensità di Arias I_A indica una diminuzione del contenuto energetico della storia temporale delle accelerazioni orizzontali. Nuovamente, come già osservato precedentemente, tale diminuzione dipende dalla rimozione delle alte frequenze dell'*input* sismico.

Tabella 6.6. Intensità di Arias del coefficiente sismico orizzontale equivalente e confronto con il segnale sismico d'ingresso

<i>segnale di input</i>	I_A (m/s)	$I_{A, \text{inp}}$ (m/s)	$I_A/I_{A, \text{inp}}$
Tolmezzo E-W	0.11 - 0.31	1.17	0.09 - 0.26
Assisi E-W	0.05 - 0.29	1.12	0.05 - 0.26
Adana E-W	0.18 - 0.28	1.17	0.15 - 0.24

Anche la modellazione della pila influisce in maniera non trascurabile sui risultati: infatti, nell'analisi *pila_2*, da confrontare con l'analisi *Assisi_7*, l'intensità di Arias del coefficiente sismico equivalente è pari a $I_A = 0.29$ m/s, a fronte del valore $I_A = 0.05$ m/s ottenuto nell'analisi *Assisi_7*. Tale risultato conferma l'influenza dell'interazione di natura inerziale sul contenuto energetico del coefficiente sismico equivalente.

Una sintesi dei risultati ottenuti in tutte le analisi dinamiche è riportata nella Tabella 6.7.

Capitolo 6 - Coefficiente sismico equivalente per i pozzi di fondazione

Tabella 6.7. Caratteristiche delle storie temporali del coefficiente sismico orizzontale equivalente $k_{h\text{ eq}}$

<i>nome analisi</i>	<i>D (m)</i>	<i>H/D</i>	<i>h_s (m)</i>	<i>segnale di input</i>	<i>k_{h eq}</i>	<i>T_m (s)</i>	<i>I_A (m/s)</i>			
<i>Tolmezzo_1</i>	8	0.5	30	Tolmezzo E-W	0.221	0.45	0.31			
<i>Tolmezzo_2</i>		1	30	Tolmezzo E-W	0.128	0.55	0.18			
<i>Tolmezzo_3</i>			60		0.129	0.55	0.18			
<i>Tolmezzo_4</i>		2		15	Tolmezzo E-W	0.118	0.50	0.12		
<i>Tolmezzo_5</i>				30		0.098	0.67	0.11		
<i>Tolmezzo_6</i>				60		0.079	0.68	0.11		
<i>Tolmezzo_7</i>	15			0.153		0.45	0.20			
<i>Tolmezzo_8</i>	12	0.5	30	Tolmezzo E-W	0.138	0.50	0.20			
<i>Tolmezzo_9</i>			60	Tolmezzo E-W	0.150	0.50	0.21			
<i>Tolmezzo_10</i>			15		0.111	0.55	0.14			
<i>Tolmezzo_11</i>		1		30	Tolmezzo E-W	0.104	0.64	0.13		
<i>Tolmezzo_12</i>				60		0.100	0.64	0.16		
<i>Tolmezzo_13</i>		2		30	Tolmezzo E-W	0.123	0.54	0.16		
<i>Tolmezzo_14</i>	60			0.102		0.59	0.11			
<i>Assisi_1</i>	8	1	30	Assisi E-W	0.082	0.31	0.09			
<i>Assisi_2</i>	12		15	Assisi E-W	0.086	0.27	0.08			
<i>Assisi_3</i>			0.5		30	0.088	0.29	0.09		
<i>Assisi_4</i>					60	0.092	0.29	0.10		
<i>Assisi_5</i>			1			15	Assisi E-W	0.087	0.29	0.06
<i>Assisi_6</i>						30		0.080	0.29	0.06
<i>Assisi_7</i>			60		0.075	0.31	0.05			
<i>Assisi_8</i>	2		30	Assisi E-W	0.156	0.32	0.20			
<i>Assisi_9</i>			60		0.131	0.28	0.14			
<i>Adana_1</i>	12		15	Adana E-W	0.144	0.44	0.27			
<i>Adana_2</i>			0.5		30	0.163	0.58	0.28		
<i>Adana_3</i>					60	0.150	0.63	0.26		
<i>Adana_4</i>			1			15	Adana E-W	0.107	0.52	0.18
<i>Adana_5</i>						30		0.121	0.67	0.18
<i>Adana_6</i>			60		0.114	0.74	0.19			
<i>Adana_7</i>			2			30	Adana E-W	0.141	0.57	0.27
<i>Adana_8</i>						60		0.118	0.57	0.18
<i>ε_v_1</i>	12		1	Tolmezzo E-W	0.104	0.63	0.13			
<i>ε_v_2</i>			2	30	Tolmezzo E-W	0.139	0.54	0.17		
<i>ε_v_3</i>				60		0.101	0.57	0.12		
<i>ε_v_4</i>	12	2	30	Assisi E-W	0.156	0.32	0.23			
<i>ε_v_5</i>			60		0.141	0.30	0.18			
<i>pila_1</i>	12	0.5			0.115	0.30	0.14			
<i>pila_2</i>		1	60	Assisi E-W	0.171	0.24	0.29			
<i>pila_3</i>		2			0.083	0.31	0.07			

7. Massa della fondazione nelle analisi di interazione inerziale

Nell'ambito del metodo delle sottostrutture, a seguito dell'analisi di risposta sismica locale del terreno nelle condizioni *free - field* e dell'analisi di interazione cinematica, il problema dell'interazione dinamica terreno - struttura viene risolto conducendo l'analisi di interazione inerziale (§ 2.2.1). In tale analisi la sovrastruttura viene soggetta al *Foundation Input Motion (FIM)* ottenuto nell'analisi di interazione cinematica al fine di ricavare, mediante la sovrapposizione degli effetti, le sollecitazioni e gli spostamenti degli elementi strutturali e della fondazione. In questa fase, il sistema viene generalmente schematizzato con modelli semplificati, nei quali la risposta può essere studiata riferendosi a sistemi a parametri concentrati (*lumped - parameter mass - spring - dashpot systems*; Richart e Whitman, 1967). In questi modelli, riferendoci ai sistemi in esame, la pila viene tipicamente schematizzata come un oscillatore a un grado di libertà (Tsigginos *et al.*, 2008; Zhang e Tang, 2008; Zafeirakos *et al.*, 2011; Zafeirakos e Gerolymos, 2012, 2013, 2014; Lanzi, 2013; Cairo e Conte, 2014; Cairo *et al.*, 2016), mentre la cedevolezza dei terreni di fondazione viene concentrata nelle impedenze dinamiche applicate in fondazione. Le inerzie traslazionali e rotazionali del nodo che simula la struttura di fondazione vengono tipicamente trascurate: in effetti, gli studi condotti da Jennings e Bielak (1973) e da Wolf (1985) hanno indicato che la massa e l'inerzia rotazionale della fondazione influiscono in maniera trascurabile sulle proprietà dinamiche e sulla risposta dell'intero sistema; tuttavia, Thakkar *et al.* (2002) hanno mostrato che, con specifico riferimento ai pozzi di fondazione di pile da ponte, includere la massa della fondazione nel modello a parametri concentrati può comportare un incremento delle sollecitazioni alla base della pila pari al 15 % rispetto a quelle ottenute in assenza di tale massa.

In questo capitolo sono presentati i risultati dello studio eseguito per valutare l'influenza della massa e dell'inerzia rotazionale dei pozzi di fondazione sulle caratteristiche modali del sistema, quali i periodi propri e le forme modali. Sebbene gli studi presenti nella letteratura scientifica indichino che tale influenza sia modesta, le elevate dimensioni dei pozzi considerati in questa tesi ha suggerito un approfondimento del problema.

Le proprietà dinamiche del sistema sono state inizialmente valutate mediante analisi numeriche condotte con il metodo degli elementi finiti, in condizioni tridimensionali, utilizzando il codice di calcolo *PLAXIS 3D*. In esse, in corrispondenza della base del modello è stata applicata una storia sinusoidale degli spostamenti orizzontali u , di ampiezza costante e frequenza crescente con il tempo (*sweep* di frequenza). In queste analisi il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è stato schematizzato con un mezzo visco - elastico lineare, caratterizzato dai valori operativi del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ , ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale precedentemente condotte con il metodo lineare equivalente (codice di calcolo

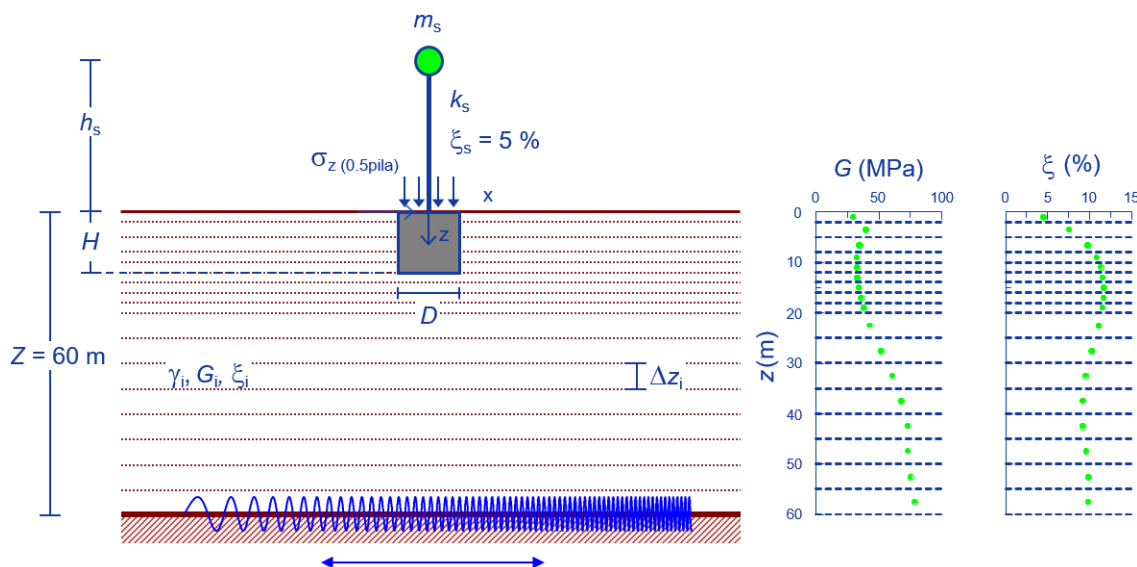


Figura 7.1. Schema di riferimento per l'identificazione delle proprietà dinamiche del sistema

MARTA; Callisto, 2015). Successivamente, nel codice di calcolo strutturale *SAP2000* v.16, è stato implementato un modello a parametri concentrati a tre gradi di libertà: spostamento orizzontale e rotazione del pozzo più lo spostamento orizzontale dell'impalcato. In queste analisi, si è valutata per tentativi la massa e l'inerzia rotazionale della fondazione al fine di riprodurre le proprietà dinamiche del sistema ottenute dalle precedenti analisi d'interazione 3D. È da notare che il codice di calcolo *SAP2000* non consente di condurre l'analisi dinamica complessa (Veletsos e Ventura, 1986), necessaria in questo contesto perchè le caratteristiche di smorzamento dei terreni di fondazione non consentono di diagonalizzare le equazioni del moto (sistema non classicamente smorzato). Quindi, l'effetto della massa e dell'inerzia rotazionale della fondazione sui modi naturali del sistema è stato studiato trascurando il contributo allo smorzamento del sistema pozzo - terreno.

7.1 Identificazione delle proprietà dinamiche del sistema

Le proprietà dinamiche del sistema pila - pozzo - terreno sono state ricavate utilizzando lo schema della Figura 7.1. Il sistema è stato sollecitato nella direzione x da una storia temporale sinusoidale di spostamenti orizzontali, caratterizzata da un'ampiezza costante pari a $u_{x,max} = 0.001$ m (Figura 7.2) e da una frequenza crescente nel tempo, compresa tra 0.1 e 10 Hz (Figura 7.3); la durata della storia temporale è pari a $T_f = 99.99$ s. Il deposito di terreno è stato discretizzato in strati di spessore Δz_i variabile, analogamente a quanto fatto nelle analisi descritte nel § 4.2. Il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è stato assimilato a quello di un mezzo visco - elastico lineare, con valori operativi del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ , ricavati dalle analisi

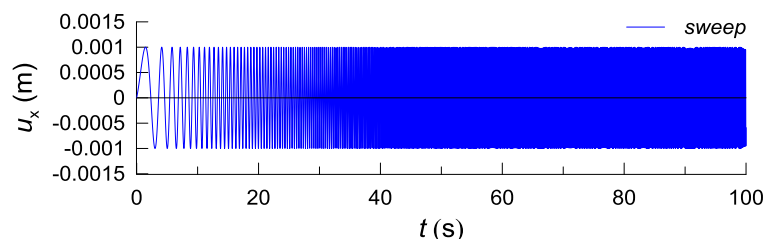


Figura 7.2. Storia temporale dello *sweep* di frequenza in spostamenti orizzontali applicato al *bedrock*

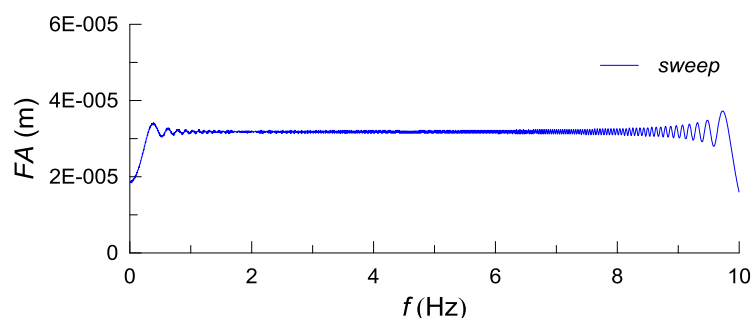


Figura 7.3. Spettro di Fourier delle ampiezze dello *sweep* di frequenza in spostamenti orizzontali applicato al *bedrock*

di risposta sismica locale utilizzando in ingresso l'accelerogramma di Tolmezzo (§ 3.2.3.1). Le caratteristiche meccaniche dei pozzi e delle pile sono le stesse di quelle considerate nello studio parametrico (capitolo 3). L'identificazione delle proprietà dinamiche dei sistemi è stata effettuata nell'ipotesi di pila schematizzata come un oscillatore a un grado di libertà ($\gamma_{\text{fusto pila}} = 0$).

Le analisi dinamiche sono state condotte in condizioni tridimensionali, con il metodo degli elementi finiti mediante il codice di calcolo agli elementi finiti *PLAXIS 3D*; una vista tridimensionale del dominio di calcolo implementato nel codice è riportata nella Figura 5.6. Come nei precedenti capitoli, il rapporto di smorzamento assegnato alla pila è pari a $\xi_s = 5\%$, mentre per il pozzo si è assunto $\xi = 1\%$. Per le frequenze di controllo f_m e f_n , utilizzate per la calibrazione dei coefficienti di Rayleigh α_R e β_R , sono stati assunti gli stessi valori riportati nel § 5.1. Nella fase di calcolo dinamica lo *sweep* di frequenza viene applicato in corrispondenza della base del modello. Nella Tabella 7.1 è riportato il prospetto delle analisi svolte, denominate "*Tolmezzo_n_SW*" per indicare che i valori operativi del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento ξ dei terreni di fondazione derivano dall'analisi di risposta sismica locale nelle condizioni di *free - field* utilizzando l'*input* di Tolmezzo. Nella stessa tabella sono riportate anche le analisi denominate "*Tolmezzo_x_SW_pozzo*", svolte in assenza della pila al fine di osservare separatamente gli effetti del pozzo e della pila sulla risposta del sistema.

Tabella 7.1. Analisi numeriche svolte per l'identificazione delle caratteristiche dinamiche del sistema

nome analisi	D (m)	H/D	h _s (m)	segnale di input	G e ξ terreni da
Tolmezzo_1_SW	8	0.5	30	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_2_SW		1	30	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_3_SW		1	60	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_4_SW		15	sweep	free - field input Tolmezzo	
Tolmezzo_5_SW		2	30	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_6_SW		60	sweep	free - field input Tolmezzo	
Tolmezzo_7_SW		15	sweep	free - field input Tolmezzo	
Tolmezzo_8_SW	12	0.5	30	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_9_SW		60	sweep	free - field input Tolmezzo	
Tolmezzo_10_SW		15	sweep	free - field input Tolmezzo	
Tolmezzo_11_SW		1	30	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_12_SW		60	sweep	free - field input Tolmezzo	
Tolmezzo_13_SW		30	sweep	free - field input Tolmezzo	
Tolmezzo_14_SW		2	60	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_a_SW_pozzo	8	0.5	-	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_b_SW_pozzo		1	-	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_c_SW_pozzo		2	-	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_d_SW_pozzo	12	0.5	-	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_e_SW_pozzo		1	-	sweep	free - field input Tolmezzo
Tolmezzo_f_SW_pozzo		2	-	sweep	free - field input Tolmezzo

7.1.1 Risultati delle analisi in assenza della pila

I risultati delle analisi “Tolmezzo_x_SW_pozzo” sono mostrati nella Figura 7.4 per i pozzi di diametro $D = 8$ m e nella Figura 7.5 per i pozzi di diametro $D = 12$ m. Le figure mostrano la funzione di amplificazione A , ottenuta come rapporto tra gli spettri di Fourier degli spostamenti orizzontali in testa al pozzo e dello *sweep* di *input*:

$$A_{\text{testa pozzo}} = \frac{FA_{\text{testa pozzo}}}{FA_{\text{sweep}}} \quad (7.1)$$

Le funzioni di amplificazione sono confrontate con quelle ottenute nelle analisi di risposta sismica locale nelle condizioni di *free - field*. Come già mostrato dai risultati disponibili nella letteratura scientifica (§ 2.2.1.1), le funzioni di amplificazione ottenute in testa al pozzo mostrano ampiezze coincidenti con quelle ottenute nelle condizioni di *free - field* alle basse frequenze; all'aumentare della frequenza, l'amplificazione in testa al pozzo è minore di quella corrispondente alle condizioni di *free - field* con differenza maggiori per i pozzi di diametro $D = 12$ m. Inoltre, a parità di diametro, la riduzione delle ampiezze cresce al crescere del rapporto di snellezza H/D . Per i pozzi di diametro $D = 8$ m le differenze tra le funzioni di amplificazione in testa al pozzo e quella di *free -*

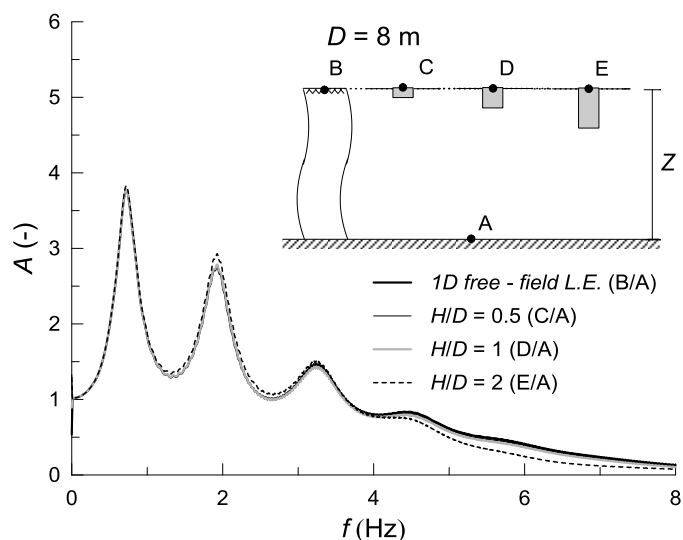


Figura 7.4. Funzioni di amplificazione ottenute in testa ai pozzi di diametro $D = 8$ m dalle analisi “Tolmezzo_a_b_c_SW_pozzo” e confronto con le condizioni di *free - field*

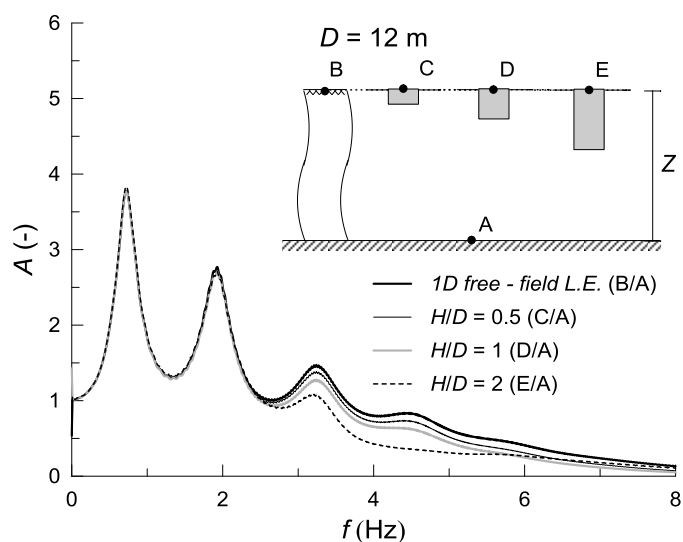


Figura 7.5. Funzioni di amplificazione ottenute in testa ai pozzi di diametro $D = 12$ m dalle analisi “Tolmezzo_d_e_f_SW_pozzo” e confronto con le condizioni di *free - field*

field sono modeste e si apprezzano per frequenze maggiori di 4 Hz: nello specifico, per i pozzi caratterizzati dal rapporto di snellezza $H/D = 0.5$ e 1 le funzioni di amplificazione coincidono con quella di *free - field*. La riduzione del moto orizzontale in fondazione (*FIM*) è dovuta al contrasto di rigidezza tra pozzo e terreno: la fondazione non può, infatti, deformarsi come imposto dal moto di *free - field*. Tali effetti di interazione cinematica dipendono dalla frequenza di eccitazione e dall’altezza del pozzo (§ 2.2.1.1): nello specifico, al crescere della frequenza di eccitazione il moto imposto alla

fondazione è caratterizzato da lunghezze d'onda λ decrescenti e, quindi, da una maggiore asincronia. Ciò giustifica la riduzione delle funzioni di amplificazione dei pozzi con $H/D \geq 1$ al crescere della frequenza. Tali risultati sono in accordo con quelli disponibili nella letteratura scientifica (Elsabee e Morray, 1977; Gerolymos e Gazetas, 2006 a; Tsigginos *et al.*, 2008; Conti *et al.*, 2015), sebbene gli effetti dell'interazione cinematica siano generalmente studiati riferendosi a una fondazione dotata di densità nulla o uguale a quella del mezzo visco - elastico nel quale è immersa e sebbene il mezzo visco - elastico sia tipicamente omogeneo.

7.1.2 Risultati delle analisi in presenza della pila

I risultati delle analisi “*Tolmezzo_n_SW*” sono riportati in termini di funzioni di amplificazione e di forme modali. La funzione di amplificazione in corrispondenza della testa della pila è stata calcolata come rapporto tra lo spettro di Fourier degli spostamenti orizzontali dell'impalcato e dello sweep di *input*:

$$A_{\text{imp}} = \frac{FA_{\text{imp}}}{FA_{\text{sweep}}} \quad (7.2)$$

Le funzioni di amplificazione A_{imp} e $A_{\text{testa pozzo}}$ ottenute per tutte le analisi “*Tolmezzo_n_SW*” sono diagrammate dalla Figura 7.6 alla Figura 7.10, unitamente alle funzioni di amplificazione ottenute nel paragrafo precedente per i soli pozzi. La funzione di amplificazione dell'impalcato mostra una diminuzione della frequenza propria del sistema f_{eq} rispetto alla frequenza f_s della pila a vincoli fissi, per tutti i sistemi considerati. La riduzione della frequenza propria del sistema aumenta con la frequenza della pila a vincoli fissi f_s (Wolf, 1985; Tsigginos *et al.*, 2008; § 2.2.1.2.2). Infatti, la riduzione della frequenza propria del sistema è massima per le pile associate al pozzo di diametro $D = 12$ m e rapporto di snellezza $H/D = 2$, cioè per le pile più rigide, caratterizzate dalla frequenze proprie f_s più elevate (Figura 7.10): nello specifico, per la pila di altezza $h_s = 60$ m si ha una riduzione percentuale della frequenza propria pari a $\Delta f = (f_s - f_{\text{eq}})/f_s = 40.1$ %. Per la pila di altezza $h_s = 30$ m la riduzione è pari al 37.1 %. Per le pile caratterizzate da frequenze proprie f_s più basse, cioè per pile più flessibili, gli effetti dell'interazione dinamica sulla frequenza propria del sistema sono minori: in particolare, per la pila di altezza $h_s = 30$ m associata al pozzo di diametro $D = 8$ m e rapporto di snellezza $H/D = 1$, la diminuzione percentuale della frequenza propria è pari a $\Delta f = 11.9$ %, passando da $f_s = 0.43$ Hz a $f_{\text{eq}} = 0.38$ Hz (Figura 7.6 a)). Le suddette variazioni in frequenza sono riassunte nella Tabella 7.2 per tutti i sistemi analizzati.

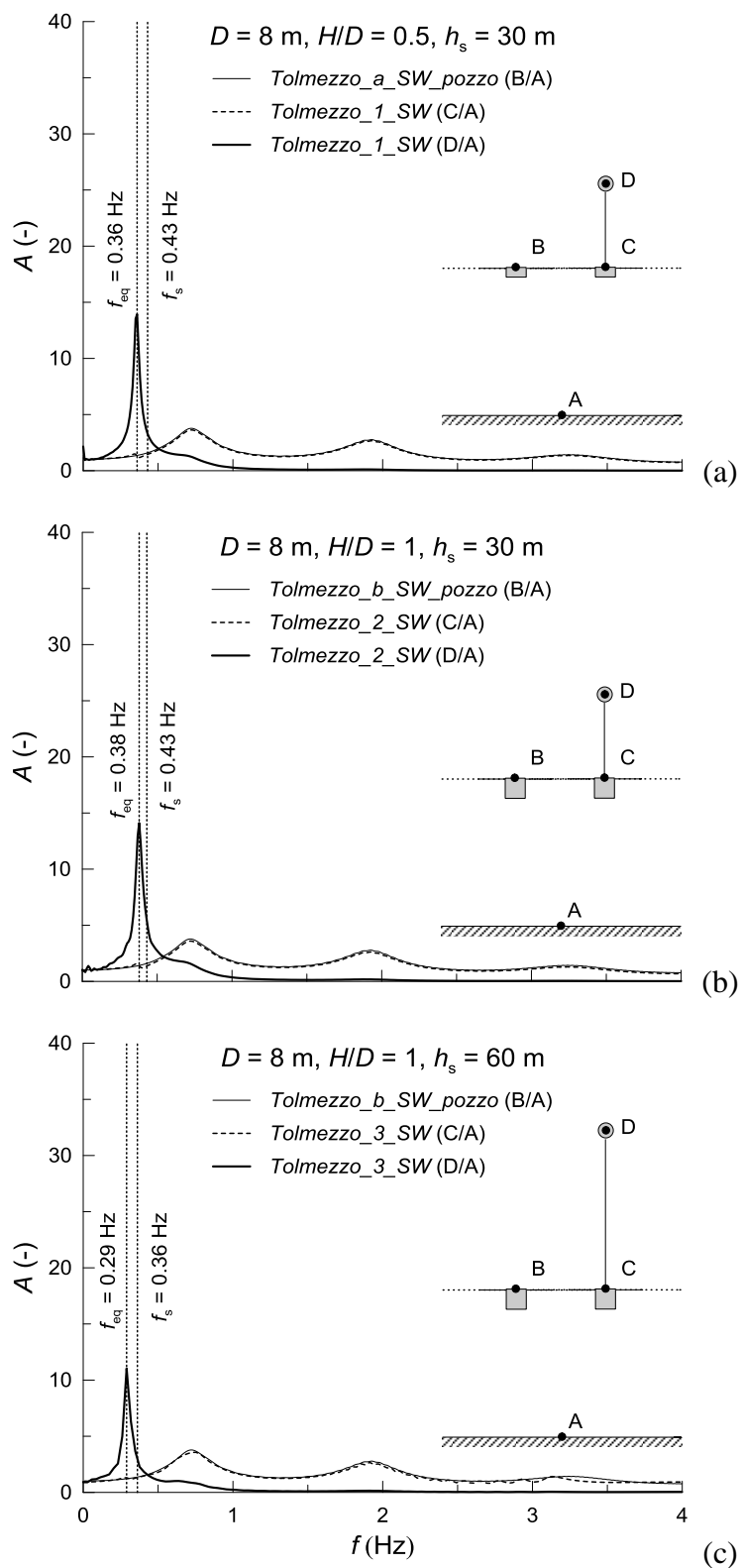


Figura 7.6. Funzioni di amplificazione ottenute in testa alle pile e in testa ai pozzi di dimensioni $D = 8$ m, $H/D = 0.5$, $h_s = 30$ m (a) e $D = 8$ m, $H/D = 1$, $h_s = 30$ m (b) e $h_s = 60$ m (c)

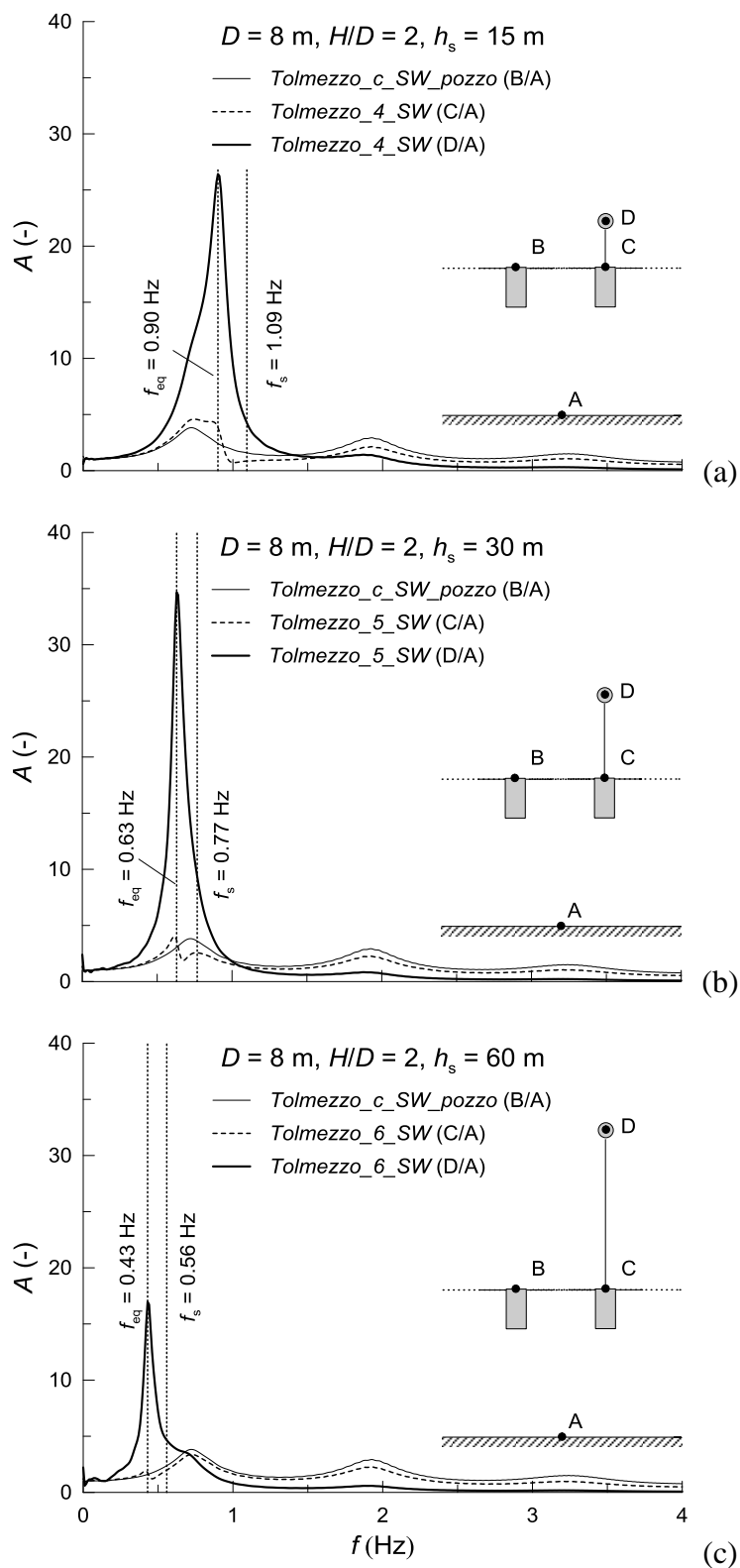


Figura 7.7. Funzioni di amplificazione ottenute in testa alle pile e in testa ai pozzi di dimensioni $D = 8$ m, $H/D = 2$ e $h_s = 15$ m (a), 30 m (b) e 60 m (c)

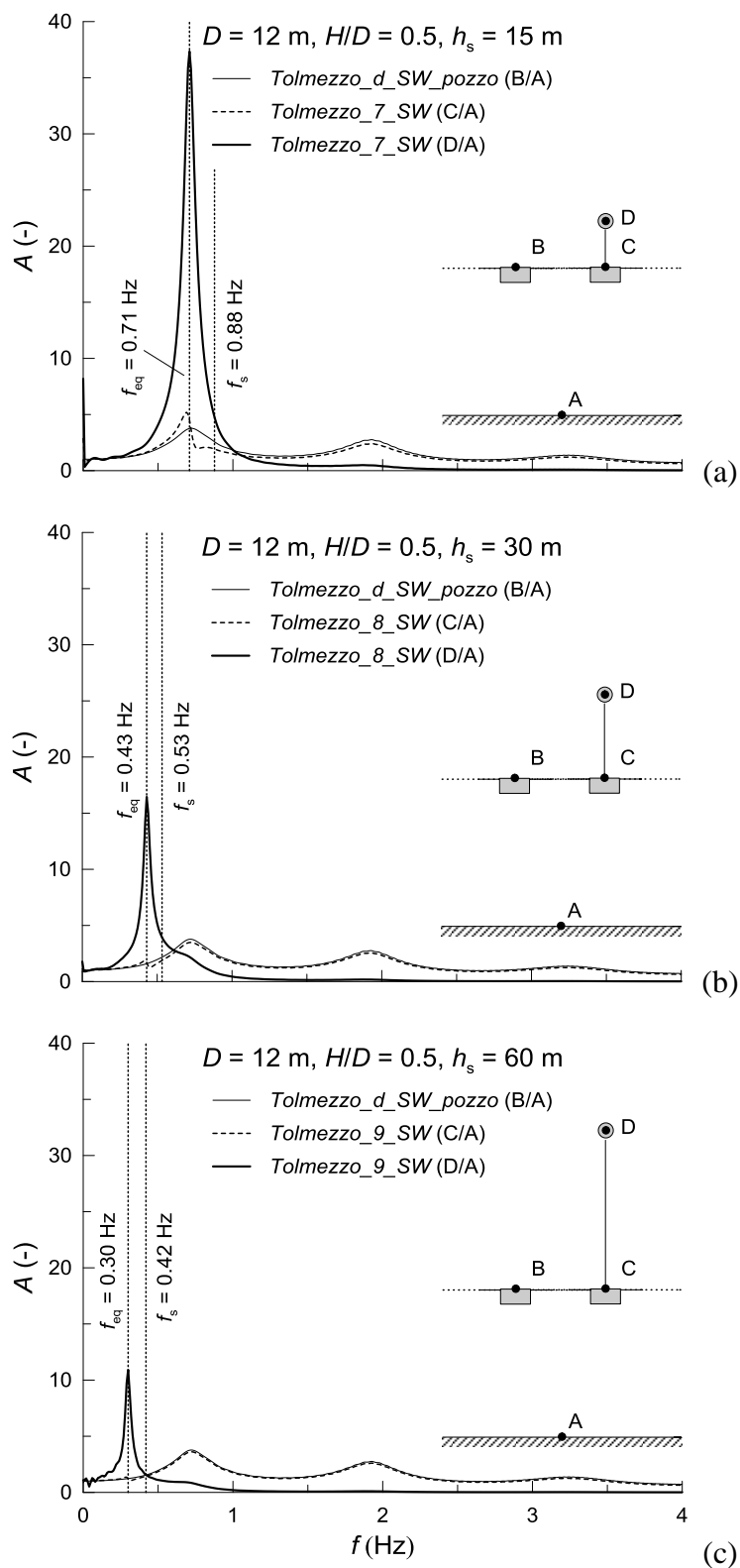


Figura 7.8. Funzioni di amplificazione ottenute in testa alle pile e in testa ai pozzi di dimensioni $D = 12$ m, $H/D = 0.5$ e $h_s = 15$ m (a), 30 m (b) e 60 m (c)

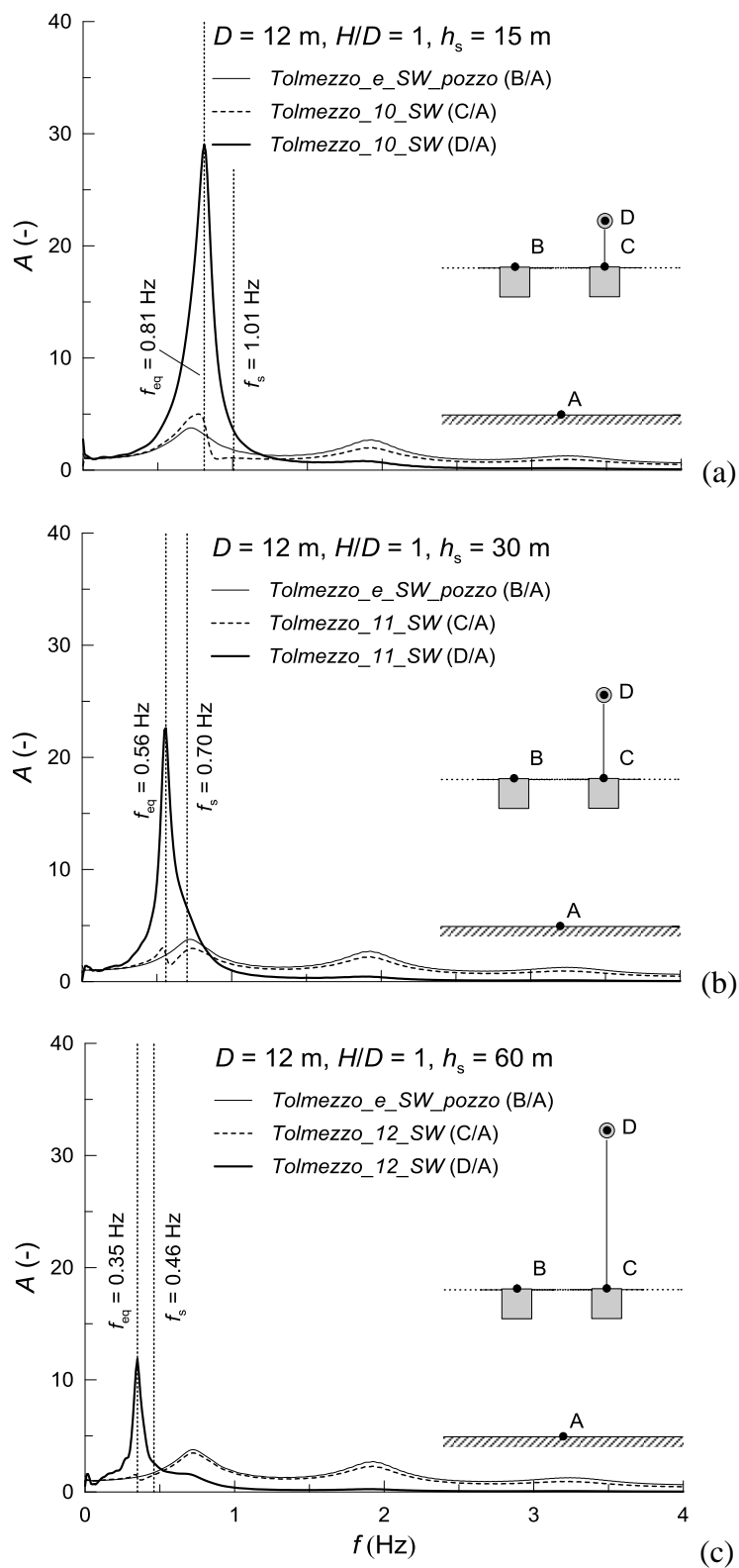


Figura 7.9. Funzioni di amplificazione ottenute in testa alle pile e in testa ai pozzi di dimensioni $D = 12$ m, $H/D = 1$ e $h_s = 15$ m (a), 30 m (b) e 60 m (c)

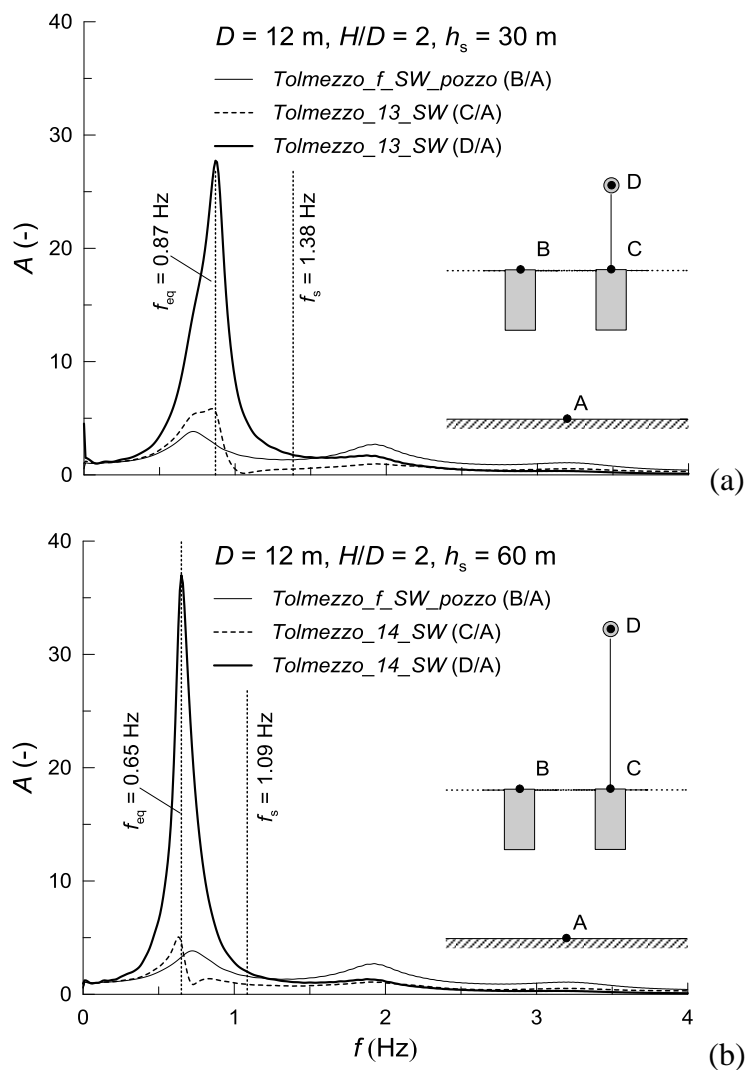


Figura 7.10. Funzioni di amplificazione ottenute in testa alle pile e in testa ai pozzi di dimensioni $D = 12$ m, $H/D = 2$ e $h_s = 30$ m (a) e 60 m (b)

Tabella 7.2. Frequenze e periodi propri del sistema ottenuti dalle analisi “Tolmezzo_n_SW”

nome analisi	D (m)	H/D	h_s (m)	f_s (Hz)	f_{eq} (Hz)	Δf (%)	T_s (s)	T_{eq} (s)	
Tolmezzo_1_SW	8	0.5	30	0.43	0.36	16.3	2.32	2.78	
Tolmezzo_2_SW		1	30	0.43	0.38	11.9	2.32	2.63	
Tolmezzo_3_SW			60	0.36	0.29	19.9	2.76	3.45	
Tolmezzo_4_SW		2	15	1.09	0.90	17.7	0.92	1.11	
Tolmezzo_5_SW			30	0.77	0.63	17.9	1.30	1.59	
Tolmezzo_6_SW			60	0.56	0.43	22.9	1.79	2.33	
Tolmezzo_7_SW		0.5	15	0.88	0.71	19.1	1.14	1.41	
Tolmezzo_8_SW			30	0.53	0.43	19.3	1.88	2.33	
Tolmezzo_9_SW			60	0.42	0.30	28.4	2.39	3.33	
Tolmezzo_10_SW			12	15	1.01	0.81	19.6	0.99	1.24
Tolmezzo_11_SW		1		30	0.70	0.56	20.2	1.43	1.79
Tolmezzo_12_SW				60	0.46	0.35	24.0	2.17	2.86
Tolmezzo_13_SW		2		30	1.38	0.87	37.1	0.72	1.15
Tolmezzo_14_SW			60	1.09	0.65	40.1	0.92	1.54	

I valori di picco assunti dalla funzione di amplificazione dell’impalcato A_{imp} dipendono dalla frequenza propria del sistema f_{eq} : in particolare, l’amplificazione del moto diminuisce al diminuire della frequenza nel campo di frequenze $f = 0 - 0.72$ Hz, dove $f_0 = 0.72$ Hz è la frequenza propria della colonna di terreno visco - elastica nelle condizioni di *free - field*. Per frequenze $f_{eq} > f_0$, al contrario, i valori di picco della funzione di amplificazione diminuiscono al crescere della frequenza. L’amplificazione assume i valori massimi nei sistemi per i quali si è ottenuto $f_{eq}/f_0 \approx 1$ (Figura 7.7 b), Figura 7.8 a), Figura 7.9 a) e Figura 7.10 b)). Tale risultato è coerente con quanto mostrato nel capitolo 5, dove si è osservato che i valori massimi e permanenti dell’impalcato dipendono principalmente dal rapporto f_{eq}/f_0 (o, equivalentemente, T_{eq}/T_0).

Le funzioni di amplificazione dell’impalcato mostrano un solo picco e, quindi, una sola frequenza di risonanza: non sono state individuate altre frequenze del sistema. I modi associati alla traslazione o alla rotazione dei pozzi di fondazione sono stati, infatti, probabilmente nascosti dagli elevati valori che lo smorzamento per radiazione assume per frequenze maggiori alla prima frequenza naturale della colonna di terreno (§ 2.2.1.2.1; Gazetas, 1991 a, b; Gerolymos e Gazetas, 2006 a). Come verrà mostrato nel seguito, infatti, le frequenze proprie dei pozzi di fondazione si collocano a frequenze elevate, comprese tra 4.5 e 16 Hz.

Le funzioni di amplificazione in testa al pozzo $A_{testa\ pozzo}$ ottenute in presenza della pila differiscono poco da quelle ottenute per i soli pozzi. Tali differenze sono massime per la frequenza propria del sistema f_{eq} , in corrispondenza della quale si osserva una discontinuità nella funzione di amplificazione $A_{testa\ pozzo}$: tale risultato è in accordo con quanto riportato da Safak (1995) e Mylonakis *et al.* (2006). L’amplificazione in testa al

pozzo per $f = f_{eq} = f_0$ è maggiore di quella osservata in assenza della pila e nelle condizioni di *free - field*: nello specifico, l'amplificazione è massima per i pozzi di diametro $D = 12$ m e $H/D = 2$. Dal confronto con i risultati discussi nel paragrafo precedente emerge, quindi, che gli effetti di interazione inerziale prevalgono su quelli di interazione cinematica per quanto riguarda la funzione di amplificazione in testa al pozzo.

Dalla Figura 7.11 alla Figura 7.16 sono riportate le prime forme modali ottenute dalle analisi "Tolmezzo_n_SW", per tutti i pozzi e le pile considerate nello studio parametrico. Le forme modali sono state ottenute nell'istante temporale in cui è massima la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'impalcato e lo spostamento orizzontale del terreno, nelle condizioni di *free - field*, alla quota del baricentro del pozzo $z = z_G = H/2$. Tali forme modali sono rappresentate in termini di spostamenti relativi adimensionali. I modi interessano prevalentemente la flessione della pila, per tutti i sistemi considerati.

Le frequenze proprie e le forme modali presentate costituiscono gli obiettivi da riprodurre con il modello a parametri concentrati a tre gradi di libertà presentato nel paragrafo successivo. Sebbene sia stato osservato un solo modo di vibrare per tutti i sistemi, la massa e l'inerzia rotazionale della fondazione sono state considerate, al fine di valutare la loro influenza sul modo fondamentale del sistema.

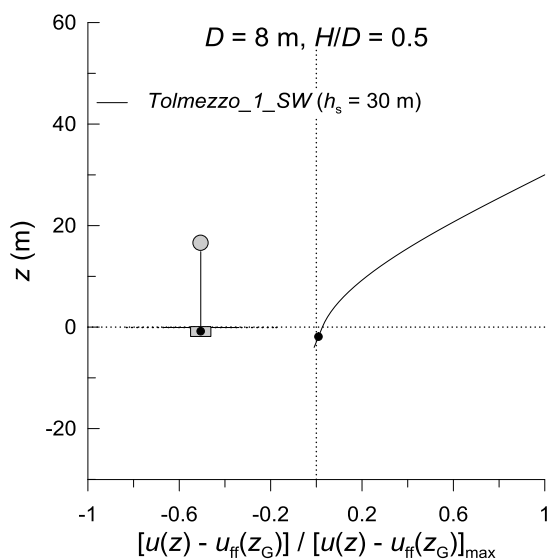


Figura 7.11. Prima forma modale del sistema per $D = 8$ m, $H/D = 0.5$ e $h_s = 30$ m

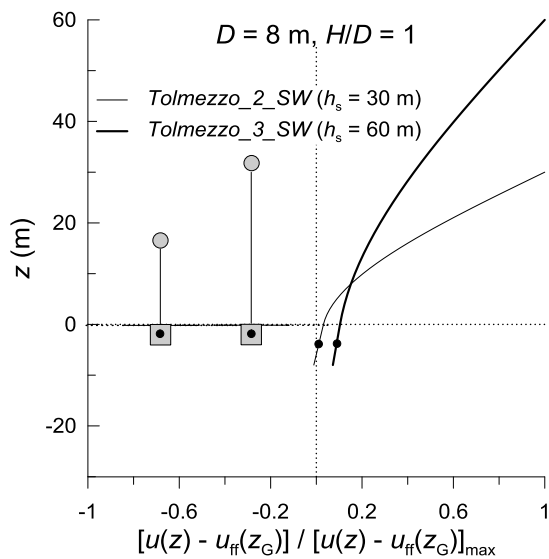


Figura 7.12. Prima forma modale del sistema per $D = 8 \text{ m}$ e $H/D = 1$ al variare dell'altezza della pila h_s

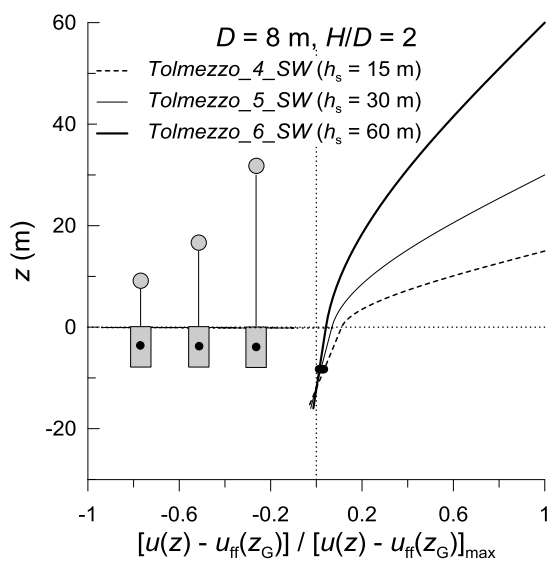


Figura 7.13. Prima forma modale del sistema per $D = 8 \text{ m}$ e $H/D = 2$ al variare dell'altezza della pila h_s

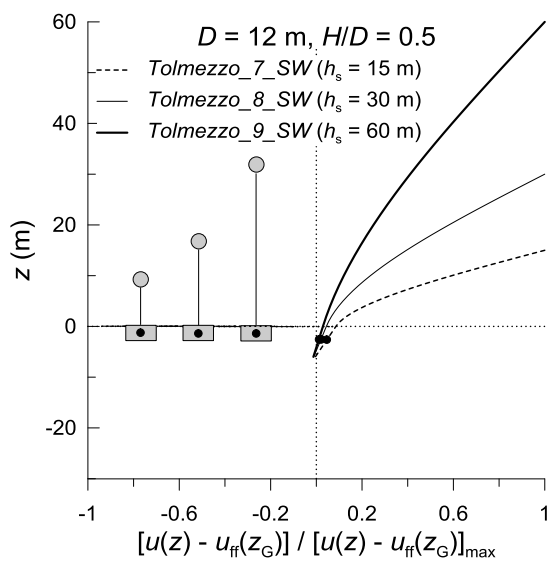


Figura 7.14. Prima forma modale del sistema per $D = 12 \text{ m}$ e $H/D = 0.5$ al variare dell'altezza della pila h_s

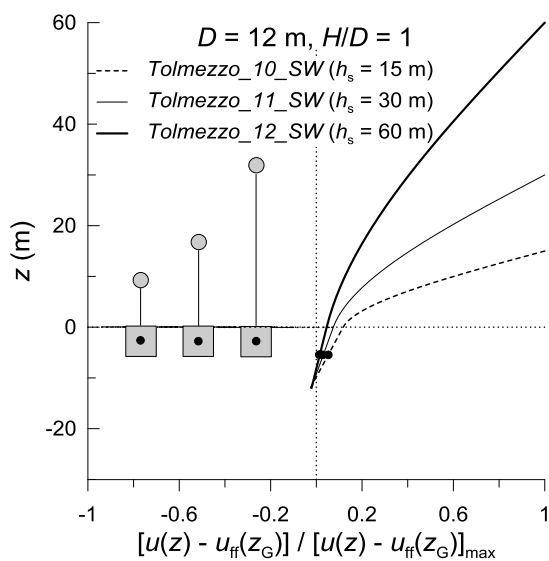


Figura 7.15. Prima forma modale del sistema per $D = 12 \text{ m}$ e $H/D = 1$ al variare dell'altezza della pila h_s

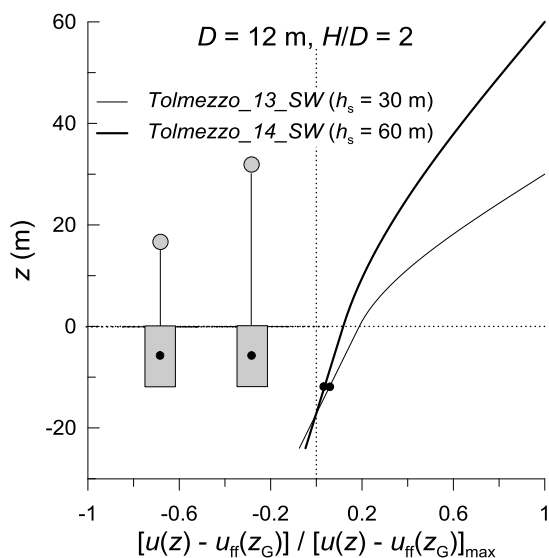


Figura 7.16. Prima forma modale del sistema per $D = 12$ m e $H/D = 2$ al variare dell'altezza della pila h_s

7.2 Analisi modale del sistema

Il modello a tre gradi di libertà al quale si è voluto ricondurre l'intero dominio di calcolo tridimensionale è rappresentato nella Figura 7.17. Il sistema è costituito da una massa traslazionale m_s concentrata in testa alla pila, rappresentativa dell'impalcato; l'elemento rappresentativo della fondazione è posto alla profondità del baricentro della fondazione, $z = z_G = -H/2$, così da ottenere una matrice delle masse della fondazione diagonale. Tale elemento è dotato anche di un'inerzia rotazionale J_f oltre che della

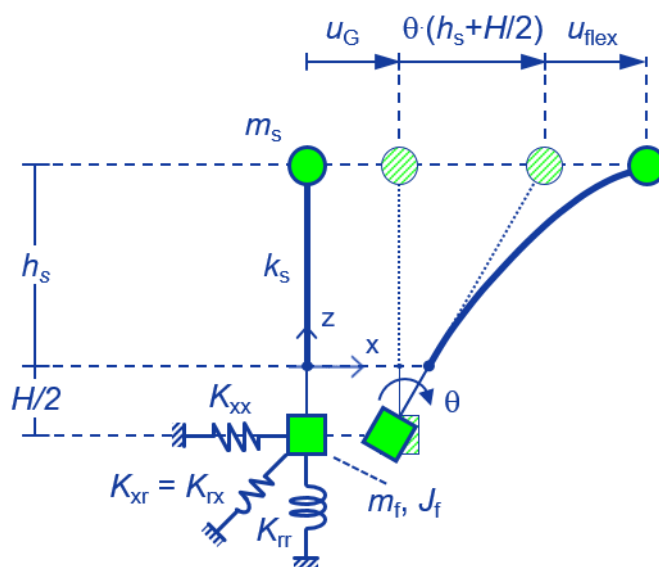


Figura 7.17. Cinematica del sistema a tre gradi di libertà con il quale viene schematizzato il comportamento del sistema

massa traslazionale m_f . L'interazione terreno - struttura è concentrata nelle molle poste in corrispondenza dell'elemento rappresentativo della fondazione: il contributo dello smorzamento del terreno è stato trascurato al fine di porre l'attenzione sui modi naturali del sistema. Le rigidezze del sistema pozzo - terreno sono: la rigidezza traslazionale K_{xx} , la rigidezza rotazionale K_{rr} e la rigidezza accoppiata K_{xr} , non trascurabile per le fondazioni a pozzo (§ 2.2.1.2.1): poiché la fondazione è rigida, il termine accoppiato $K_{xr} = K_{rx}$. Nello studio è stata considerata la dipendenza dalla frequenza di tali rigidezze, da intendersi, quindi, come rigidezze dinamiche.

Il sistema possiede tre gradi di libertà dinamici: la traslazione orizzontale (u_G) e la rotazione (θ) del pozzo e la flessione della pila (u_{flex}). La traslazione verticale (z) del sistema è stata impedita, così come la traslazione lungo l'asse y (fuori piano) e le rotazioni attorno agli assi x e z . Nell'ipotesi di moto armonico, la storia temporale del j -esimo grado di libertà, $u_j(t)$, può essere espresso come

$$u_j(t) = u_j \cdot e^{i\omega t} \quad (7.3)$$

in cui u_j rappresenta l'ampiezza del moto e $i = \sqrt{-1}$ è il numero immaginario. Le tre equazioni della dinamica del sistema non smorzato, in assenza di forzante (oscillazioni libere) sono:

$$\begin{aligned} \omega^2 \left\{ m_f \cdot u_G(t) + m_s \left[u_G(t) + \theta(t) \cdot \left(\frac{H}{2} + h_s \right) + u_{flex}(t) \right] \right\} = \\ = K_{xx}(\omega) \cdot u_G(t) + K_{xr}(\omega) \cdot \theta(t) \end{aligned} \quad (7.4)$$

$$\begin{aligned} \omega^2 \left\{ J_f \cdot \theta(t) + m_s \left[u_G(t) + \theta(t) \cdot \left(\frac{H}{2} + h_s \right) + u_{flex}(t) \right] \cdot \left(\frac{H}{2} + h_s \right) \right\} = \\ = K_{xr}(\omega) \cdot u_G(t) + K_{rr}(\omega) \cdot \theta(t) \end{aligned} \quad (7.5)$$

$$\omega^2 \left\{ m_s \left[u_G(t) + \theta(t) \cdot \left(\frac{H}{2} + h_s \right) + u_{flex}(t) \right] \right\} = k_s \cdot u_{flex}(t) \quad (7.6)$$

in cui ω è la pulsazione delle storie temporali degli spostamenti orizzontali $u_G(t)$ e $u_{flex}(t)$ e dell'angolo di rotazione della fondazione $\theta(t)$. Le prime due equazioni rappresentano l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione dell'elemento di fondazione, mentre la terza rappresenta l'equilibrio alla traslazione dell'impalcato. I termini al primo membro rappresentano le forze d'inerzia, mentre i termini al secondo membro rappresentano le forze elastiche di richiamo. In forma matriciale le equazioni del moto assumono la forma

$$\{[\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}]\} \underline{u}(t) = \underline{Q} \quad (7.7)$$

ove $[\mathbf{K}]$ e $[\mathbf{M}]$ sono le matrici simmetriche di rigidezza e di massa del sistema, di dimensioni 3×3 , e $\underline{u}(t)$ e \underline{Q} sono, rispettivamente, i vettori degli spostamenti generalizzati del sistema e un vettore composto da zeri, di dimensioni 3×1 :

$$[\mathbf{M}] = \begin{bmatrix} (m_f + m_s) & m_s \left(\frac{H}{2} + h_s \right) & m_s \\ m_s \left(\frac{H}{2} + h_s \right) & J_f + m_s \left(\frac{H}{2} + h_s \right)^2 & m_s \left(\frac{H}{2} + h_s \right) \\ m_s & m_s \left(\frac{H}{2} + h_s \right) & m_s \end{bmatrix} \quad (7.8)$$

$$[\mathbf{K}] = \begin{bmatrix} K_{xx}(\omega) & K_{xr}(\omega) & 0 \\ K_{xr}(\omega) & K_{rr}(\omega) & 0 \\ 0 & 0 & k_s \end{bmatrix} \quad (7.9)$$

$$\underline{u}(t) = \begin{bmatrix} u_G(t) \\ \theta(t) \\ u_{\text{flex}}(t) \end{bmatrix} \quad (7.10)$$

Con il metodo della separazione delle variabili, il vettore degli spostamenti generalizzati viene espresso come

$$\underline{u}(t) = \underline{\phi} \cdot \eta(t) \quad (7.11)$$

in cui il vettore $\underline{\phi}$ descrive la forma assunta dalla configurazione deformata del sistema, indipendente dal tempo, e $\eta(t)$ descrive la variazione dell'ampiezza del moto nel tempo. Sostituendo la (7.11) nell'equazione (7.7) si ottiene

$$\{[\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}]\} \underline{\phi} = \underline{Q} \quad (7.12)$$

La (7.12) ammette soluzioni non banali se e solo se il determinante della matrice $\{[\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}]\}$ è nullo. Pertanto, deve essere

$$\det \{[\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}]\} = 0 \quad (7.13)$$

L'imposizione della (7.13) conduce alla scrittura del polinomio caratteristico, la cui risoluzione fornisce i tre autovalori del problema ω_k^2 , in cui il pedice $k = 1, 2, 3$ individua il modo considerato. Determinati gli autovalori del problema, sono note le frequenze proprie del sistema $f_k = \omega_k / (2\pi)$. Le forme modali ϕ_k sono definite a meno di una costante moltiplicativa; il problema agli autovalori è stato risolto con il codice di calcolo *FEM SAP2000* v.16, nel quale tale costante moltiplicativa viene determinata imponendo un'ulteriore condizione (condizione di normalizzazione rispetto alla matrice delle masse del sistema):

$$\underline{\phi}^T [M] \underline{\phi} = 1 \quad (7.14)$$

Si noti che il problema dell'analisi modale sopra esposto è da risolvere iterativamente fino a convergenza, poiché le rigidità dinamiche rappresentative del sistema pozzo - terreno K_{xx} , K_{xr} e K_{rr} dipendono esse stesse dalla pulsazione ω , che costituisce l'incognita del problema. Le rigidità dinamiche del sistema pozzo - terreno sono state calcolate mediante le relazioni fornite in letteratura, come riportato nel paragrafo successivo.

7.2.1 Calcolo delle rigidità dinamiche

Il calcolo delle rigidità dinamiche in corrispondenza del baricentro del pozzo K_{xx} , K_{xr} e K_{rr} è stato effettuato con riferimento a relazioni di letteratura. Nello specifico, per i pozzi con rapporto di snellezza $H/D \leq 1$ sono state utilizzate le relazioni riportate da Gazetas (1991 a, b) fornite per fondazioni interrate in un terreno omogeneo visco - elastico lineare delimitato da una formazione rigida di base ("*foundations embedded in homogeneous stratum over bedrock*"); queste relazioni sono state ricavate, in realtà, per rapporti di snellezza $H/D < 1$. Per i pozzi caratterizzati da un rapporto di snellezza $H/D = 2$ sono quindi state utilizzate le relazioni fornite da Varun *et al.* (2009), appositamente sviluppate per pozzi di fondazione con rapporto di snellezza $H/D = 2 - 6$, immersi in un semispazio visco - elastico lineare stratificato. Le espressioni delle rigidità dinamiche ottenute da Gazetas (1991 a, b) e Varun *et al.* (2009) sono riportate nel § 2.2.1.2.1. Nelle relazioni proposte da Varun *et al.* (2009) non è considerata la presenza del *bedrock*, mentre nelle relazioni fornite da Gazetas (1991 a, b) non è considerata la stratificazione dei terreni di fondazione. Nonostante le inevitabili approssimazioni presenti nelle relazioni utilizzate, esse hanno consentito di ottenere buoni risultati, come esposto nel seguito.

Le rigidità dinamiche sono state ottenute, per tutti i rapporti di snellezza H/D , nell'ipotesi di contatto perfetto tra il terreno e il pozzo di fondazione. Nell'utilizzo delle soluzioni di Gazetas (1991 a, b) si sono assunti i valori operativi delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s nei terreni di fondazione, ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale condotte con il metodo lineare equivalente (codice MARTA,

Callisto, 2015) utilizzando l'input di Tolmezzo (§ 3.2.3.1). Nello specifico, la velocità di propagazione delle onde di taglio V_S è stata ottenuta come media sui tempi di arrivo (media armonica) delle velocità nel volume significativo di terreno, la cui profondità massima è stata assunta pari a $z_{\max} = H+2D$ (§ 3.2.3.1). Per il coefficiente di Poisson dei terreni si è assunto $\nu = 0.2$. Nelle soluzioni di Varun *et al.* (2009), si è potuto tenere conto della variazione della velocità di propagazione delle onde di taglio lungo l'altezza del pozzo H . Le rigidzze dinamiche sono state inizializzate per un valore della frequenza pari a f_{eq} ricavata dalle analisi tridimensionali eseguite applicando uno *sweep* di frequenza (analisi "Tolmezzo_n_SW", Tabella 7.2).

I valori delle rigidzze dinamiche così ottenute sono riportate nella Tabella 7.3.

Tabella 7.3. Rigidzze dinamiche ottenute per $f = f_{\text{eq}}$

relazioni di	D (m)	H/D	h_s (m)	V_S (m/s)	$f = f_{\text{eq}}$ (Hz)	K_{xx} (MN/m)	K_{xr} (MN)	K_{xx} (MN·m)
Gazetas (1991)	8	0.5	30	130.2	0.36	1.41 E+03	-9.90 E+02	2.13 E+04
			30	132.9	0.38	2.36 E+03	-3.25 E+03	2.99 E+04
			60	132.9	0.29	2.36 E+03	-3.25 E+03	3.01 E+04
Varun <i>et al.</i> (2009)	8	2	15	140.9	0.90	3.34 E+03	-9.66 E+03	2.54 E+05
			30	140.9	0.63	3.36 E+03	-9.66 E+03	2.58 E+05
			60	140.9	0.43	3.38 E+03	-9.67 E+03	2.61 E+05
Gazetas (1991)	12	0.5	15	136.7	0.71	2.48 E+03	-2.65 E+03	7.92 E+04
			30	136.7	0.43	2.48 E+03	-2.63 E+03	8.05 E+04
			60	136.7	0.30	2.47 E+03	-2.60 E+03	8.11 E+04
Varun <i>et al.</i> (2009)	12	1	15	145.0	0.81	4.51 E+03	-9.05 E+03	1.16 E+05
			30	145.0	0.56	4.54 E+03	-9.25 E+03	1.20 E+05
			60	145.0	0.35	4.58 E+03	-9.47 E+03	1.23 E+05
Varun <i>et al.</i> (2009)	12	2	30	152.1	0.87	5.27 E+03	-2.50 E+04	9.01 E+05
			60	152.1	0.65	5.32 E+03	-2.51 E+04	9.17 E+05

Per verificare che le rigidzze ottenute con le relazioni di Varun *et al.* (2009) fossero effettivamente rappresentative dei sistemi pozzo - terreno considerati, le rigidzze statiche ($f=0$) sono state ottenute anche mediante analisi *FEM 3D*, condotte con il codice di calcolo *PLAXIS 3D*. Il calcolo è stato effettuato per il caso di pozzo con diametro $D = 12$ m e rapporto di snellezza $H/D = 2$. A tale scopo sono state applicate, separatamente, una forza orizzontale $F_x = 1000$ kN e una coppia $M_y = 1000$ kN·m al baricentro del pozzo, collocato alla profondità $z = z_G = H/2 = 12$ m. Si è così ottenuto lo spostamento orizzontale $u_{x,G}$ del baricentro del pozzo e l'angolo di rotazione θ_y del pozzo, quest'ultimo calcolato a partire dagli spostamenti orizzontali della testa e della base del pozzo:

$$\theta_y = \frac{u_{x, \text{testa pozzo}} - u_{x, \text{base pozzo}}}{H} \quad (7.15)$$

Le cedevolezza al baricentro del sistema pozzo - terreno sono state ricavate come

$$D_{xx} = \frac{u_{x,G}}{F_x (M_y = 0) \times 2} \quad (7.16)$$

$$D_{xr} = \frac{\theta_y}{F_x (M_y = 0) \times 2} \quad (7.17)$$

$$D_{rx} = \frac{u_{x,G}}{M_y (F_x = 0) \times 2} \quad (7.18)$$

$$D_{rr} = \frac{\theta_y}{M_y (F_x = 0) \times 2} \quad (7.19)$$

Al denominatore è presente il termine moltiplicativo $\times 2$ poiché nel modello *FEM* è modellato, per simmetria, solo metà pozzo.

La matrice di rigidità $[K]$ al baricentro del sistema pozzo terreno è stata quindi ottenuta come

$$[K] = [D]^{-1} \quad (7.20)$$

Le rigidità statiche ottenute mediante l'analisi *FEM* 3D e con la soluzione di Varun *et al.* (2009) sono riportate nella Tabella 7.4. I termini accoppiati della matrice di rigidità K_{xr} e K_{rx} sono molto simili, confermando che il pozzo di fondazione può essere effettivamente assimilato a un corpo rigido (Shadlou e Bhattacharya, 2016). L'accordo tra le rigidità ottenute con le due procedure è molto buono, con differenze contenute entro il 20 %. L'accordo ottenuto suggerisce inoltre che la presenza di una formazione rigida a 60 m di profondità non influisce in maniera significativa sui risultati, nonostante il pozzo considerato in questo caso fosse quello caratterizzato dalla maggiore profondità ($H = 24$ m).

Tabella 7.4. Rigidità statiche ottenute dall'analisi *FEM* 3D per il pozzo con $D = 12$ m e $H/D = 2$ confrontate quelle calcolate con e relazioni di Varun *et al.* (2009) per $f = 0$

rigidità	Varun <i>et al.</i> (2009)	<i>FEM</i> 3D	Varun/ <i>FEM</i> 3D
K_{xx} (MN/m)	5.45 E+03	7.11 E+03	0.77
K_{xr} (MN)	-2.52 E+04	-2.63 E+04	0.96
K_{rr} (MN·m)	9.64 E+05	1.07 E+06	0.90

7.2.2 Analisi modale del sistema equivalente a 3 gradi di libertà

Ottenute le rigidezze dinamiche delle molle da porre in corrispondenza della massa in fondazione, il modello a tre gradi di libertà mostrato nella Figura 7.17 è stato implementato nel codice di calcolo *FEM SAP2000* v.16. La pila è stata modellata con un elemento *frame*; le caratteristiche di inerzia dell'impalcato e della fondazione sono stati assegnati ai rispettivi nodi (“*Joint masses*”). Le molle rappresentative dell'interazione terreno – struttura sono state assegnate al nodo rappresentativo della fondazione (“*Joint springs*”). Il tratto che collega la base della pila al nodo della fondazione, infinitamente rigido, è stato simulato imponendo il vincolo cinematico che impedisce lo spostamento relativo tra la base della pila e il nodo della fondazione per tutti i gradi di libertà (“*body constraint*”).

L'analisi modale (“*eigenvalues analysis*”) è stata condotta variando la massa m_f e l'inerzia rotazionale J_f concentrate nel nodo rappresentativo della fondazione. Nello specifico, le analisi sono state condotte nell'ipotesi di fondazione priva di massa e di inerzia rotazionale ($m_f = J_f = 0$) e nell'ipotesi di fondazione dotata della massa e dell'inerzia rotazionale del pozzo ($m_f = m_{\text{pozzo}}$, $J_f = J_{\text{pozzo}}$). Le espressioni della massa e dell'inerzia rotazionale dei pozzi di fondazione sono

$$m_{\text{pozzo}} = \rho_{\text{cls}} \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot H \quad (7.21)$$

$$J_{\text{pozzo}} = \frac{m_{\text{pozzo}}}{12} \left[3 \left(\frac{D}{2} \right)^2 + H^2 \right] \quad (7.22)$$

I periodi propri ottenuti dalle analisi sono riportati nella Tabella 7.5 insieme ai corrispondenti valori ricavati dalle analisi *FEM 3D* con *sweep* di frequenza (“*Tolmezzo_n_SW*”, § 7.1.2). I periodi propri ottenuti con l'analisi modale per $m_f = J_f = 0$ sono in buon accordo con quelli ottenuti dalle analisi 3D “*Tolmezzo_n_SW*” (§ 7.1.2). Le maggiori differenze tra l'analisi modale del sistema equivalente e le analisi *FEM 3D* con *sweep* di frequenza si osservano per i pozzi con rapporto di snellezza $H/D = 1$ perché, come già evidenziato, la soluzione di Gazetas (1991 a, b) utilizzata per il calcolo delle molle del sistema pozzo - terreno è stata sviluppata per $H/D < 1$ e perché, nel caso in esame, il terreno di fondazione è stratificato e non omogeneo. Se, infatti, le matrici di rigidezza sono ottenute dalle soluzioni di Varun *et al.* (2009) portando in conto la variabilità della rigidezza dei terreni di fondazione, l'accordo tra i periodi propri calcolati con l'analisi modale e quelli ricavati dalle analisi con *sweep* di frequenza è migliore.

Le differenze tra i valori dei periodi propri calcolati con l'analisi modale e con le analisi *FEM* non possono essere ridotte incrementando la massa e l'inerzia rotazionale della

fondazione. In particolare, l'impiego di valori di massa e inerzia maggiori di quelli della fondazione, finalizzato all'ottenimento del periodo osservato nelle analisi *FEM*, può essere fuorviante. Infatti, Gazetas (1983) ha messo in evidenza che il concetto di massa di terreno in fase con la fondazione ("added mass") è privo di un fondamento teorico. Per questa ragione, le differenze tra i periodi propri calcolati con le analisi modali e le analisi *FEM* sono da attribuire alla natura delle espressioni riportate in letteratura per il calcolo delle rigidezze dinamiche, ricavate da regressioni di risultati ottenuti da soluzioni analitiche o da analisi numeriche.

Tabella 7.5. Periodi propri ottenuti dalle analisi modali condotte con e senza massa e inerzia in fondazione

<i>D</i> (m)	<i>H/D</i>	<i>h_s</i> (m)	$m_f = J_f = 0$	$m_f = m_{\text{pozzo}}, J_f = J_{\text{pozzo}}$					
			$T_{\text{eq},1}$ (s)	m_f (Mg)	J_f (Mg·m ²)	$T_{\text{eq},1}$ (s)	$T_{\text{eq},2}$ (s)	$T_{\text{eq},3}$ (s)	$T_{\text{eq sweep},1}$ (s)
8	0.5	30	2.87	512.4	2732.8	2.87	0.12	0.06	2.78
		30	2.92	1024.8	9564.6	2.92	0.15	0.09	2.63
		60	3.95	1024.8	9564.6	3.95	0.14	0.08	3.45
	2	15	1.06	2049.6	51922.2	1.06	0.16	0.08	1.11
		30	1.52	2049.6	51922.2	1.52	0.16	0.08	1.59
		60	2.16	2049.6	51922.2	2.16	0.16	0.08	2.33
12	0.5	15	1.42	1729.3	20751.8	1.42	0.16	0.09	1.41
		30	2.36	1729.3	20751.8	2.36	0.17	0.08	2.33
		60	3.41	1729.3	20751.8	3.41	0.17	0.07	3.33
	1	15	1.39	3458.6	72631.3	1.39	0.18	0.12	1.24
		30	2.09	3458.6	72631.3	2.09	0.18	0.11	1.79
		60	3.33	3458.6	72631.3	3.33	0.18	0.10	2.86
2	30	1.08	6917.3	394284.3	1.08	0.22	0.10	1.15	
	60	1.44	6917.3	394284.3	1.44	0.22	0.09	1.54	

L'inserimento della massa e dell'inerzia in fondazione nel modello a tre gradi di libertà non comporta modifiche del periodo fondamentale del sistema $T_{\text{eq},1}$: ciò è dovuto alla grande differenza tra la rigidezza traslazionale del sistema pozzo - terreno K_{xx} e la rigidezza flessionale della pila k_s , come riportato nella Tabella 7.6. Nello specifico, i rapporti di rigidezza K_{xx}/k_s sono compresi tra 12.8 e 380.6: in tali condizioni la massa in fondazione non influisce sulle caratteristiche dinamiche del sistema.

In presenza della massa m_{pozzo} e dell'inerzia rotazionale J_{pozzo} in fondazione si osservano gli altri due periodi propri del sistema, $T_{\text{eq},2}$ e $T_{\text{eq},3}$. Come riportato nella Tabella 7.5, i periodi propri $T_{\text{eq},2}$ e $T_{\text{eq},3}$ sono molto bassi: nello specifico, il secondo periodo proprio è compreso tra 0.12 e 0.22 s, mentre il terzo è compreso tra 0.06 e 0.12 s. Il secondo periodo proprio è principalmente associato alla traslazione della fondazione, mentre il terzo è associato alla rotazione della stessa. I modi sono tra loro disaccoppiati: nella Figura 7.18 sono riportate le tre forme modali ottenute per il caso di pozzo di diametro

$D = 12$ m e di rapporto di snellezza $H/D = 2$ e di pila di altezza $h_s = 30$ m. Si osserva che nel secondo modo il valore massimo dello spostamento relativo adimensionale è attinto in testa al pozzo, con una rotazione contenuta; viceversa, nel terzo modo la traslazione del baricentro della fondazione è nulla, mentre la rotazione della stessa assume il valore massimo.

Tabella 7.6. Confronto tra le caratteristiche di rigidità traslazionale della pila e della fondazione

D (m)	H/D	h_s (m)	k_s (MN/m)	K_{xx} (MN/m)	K_{xx}/k_s
8	0.5	30	1.01 E+01	1.41 E+03	139.6
		60	1.18 E+01	2.36 E+03	200.0
	1	15	6.20 E+00	2.36 E+03	380.6
		60	1.02 E+02	3.34 E+03	32.7
	2	30	4.69 E+01	3.36 E+03	71.6
		60	2.08 E+01	3.38 E+03	162.5
12	0.5	15	1.06 E+02	2.48 E+03	23.4
		30	3.77 E+01	2.48 E+03	65.8
	1	60	1.98 E+01	2.47 E+03	124.7
		15	1.69 E+02	4.51 E+03	26.7
	2	30	7.87 E+01	4.54 E+03	57.7
		60	2.99 E+01	4.58 E+03	153.2
2	30	4.11 E+02	5.27 E+03	12.8	
	60	1.92 E+02	5.32 E+03	27.7	

I modi della fondazione sono associati a bassi periodi o, equivalentemente, ad alte frequenze: per il caso di Figura 7.18 si ha $T_{eq,2} = 0.22$ s e $T_{eq,3} = 0.10$ s, ai quali corrispondono le frequenze $f_{eq,2} = f_{traslaz.} = 4.56$ Hz e $f_{eq,3} = f_{rotaz.} = 10.3$ Hz.

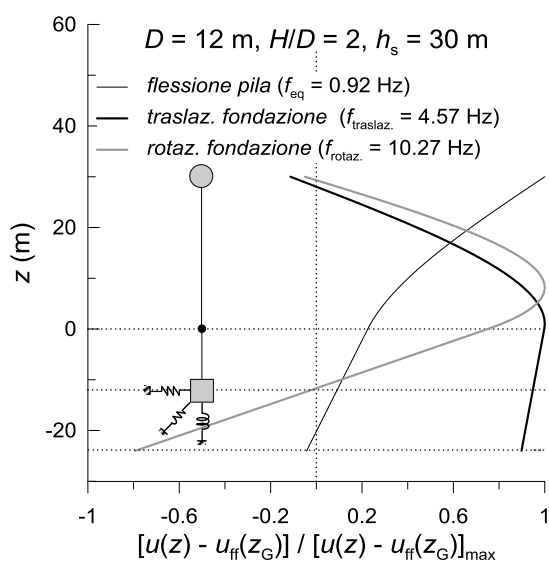


Figura 7.18. Forme modali del sistema ottenute dalle analisi modali condotte con il sistema a 3 gradi di libertà con il codice di calcolo *SAP2000*, per $D = 12$ m, $H/D = 2$ e $h_s = 30$ m

I valori elevati di tali frequenze confermano che i modi della fondazione non sono stati osservati nelle analisi con *sweep* di frequenza (“*Tolmezzo_n_SW*”, § 7.1.2) a causa dell’elevato smorzamento per radiazione presente per frequenze $f > f_0$, in cui f_0 è la frequenza propria della colonna di terreno.

I periodi (o le frequenze) proprie della fondazione ($T_{eq,2}$ e $T_{eq,3}$ in Tabella 7.5) non sono influenzate dall’altezza della pila: infatti, per fissate dimensioni del pozzo, l’altezza della pila h_s non influisce sui valori assunti dai periodi propri, ad ulteriore conferma del fatto che i sistemi pila e pozzo possono essere ritenuti come due sistemi disaccoppiati dal punto di vista delle caratteristiche dinamiche.

Dalla Figura 7.19 alla Figura 7.24 è riportato il confronto tra le prime forme modali ottenute con le analisi *FEM* con *sweep* di frequenza (*sweep 3D*) e con le analisi modali condotte con il modello a tre gradi di libertà (*3 g.d.l.*) in presenza della massa e dell’inerzia della fondazione, sebbene anche per le forme modali le caratteristiche di massa della fondazione non hanno alcuna influenza. Il confronto con i risultati dei due tipi di analisi è molto buono per i pozzi caratterizzati da rapporti di snellezza pari a $H/D = 0.5$ e 2 , meno buono per il rapporto di snellezza $H/D = 1$. Nuovamente, ciò può essere attribuito al fatto che le relazioni fornite da Gazetas (1991 a, b) per il calcolo delle rigidezze dinamiche del sistema pozzo - terreno non sono state direttamente ricavate per i pozzi con rapporto di snellezza $H/D = 1$.

In sintesi, la massa e l’inerzia rotazionale della fondazione non influiscono sulle caratteristiche dinamiche del sistema pila - pozzo - terreno, a causa dell’elevata rigidezza dei sistemi pozzo - terreno considerati. Tuttavia, esse influiscono fortemente sulle azioni trasmesse in fondazione in analisi dinamiche lineari nel dominio delle frequenze (spettro di risposta) o nel dominio del tempo (accelerogrammi) (Halabian e El Naggar, 2001; Turan *et al.*, 2013).

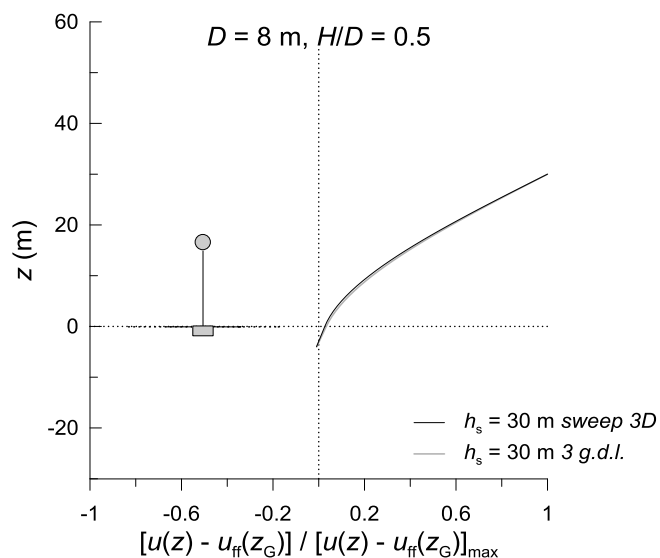


Figura 7.19. Confronto tra la prima forma modale del sistema ottenuta nel modello 3D (*sweep 3D*) e nel modello a parametri concentrati (*3 g.d.l.*) per $D = 8 \text{ m}$, $H/D = 0.5$ e $h_s = 30 \text{ m}$

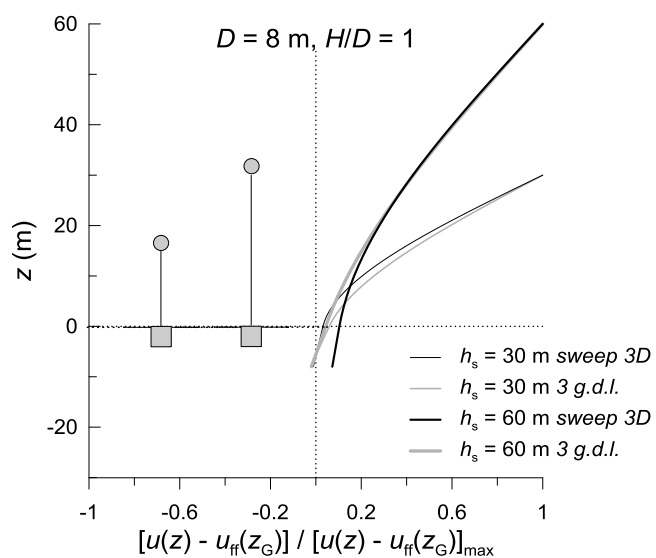


Figura 7.20. Confronto tra la prima forma modale del sistema ottenuta nel modello 3D (*sweep 3D*) e nel modello a parametri concentrati (*3 g.d.l.*) per $D = 8 \text{ m}$, $H/D = 1$, al variare dell'altezza della pila h_s

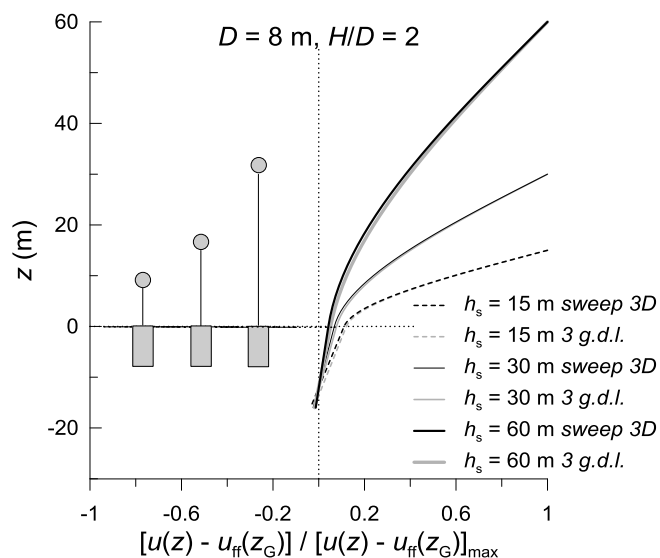


Figura 7.21. Confronto tra la prima forma modale del sistema ottenuta nel modello 3D (*sweep 3D*) e nel modello a parametri concentrati (*3 g.d.l.*) per $D = 8 \text{ m}$, $H/D = 2$, al variare dell'altezza della pila h_s

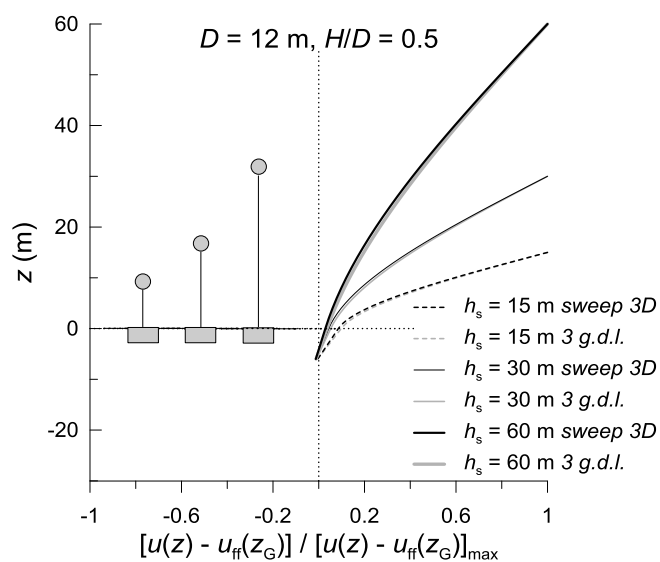


Figura 7.22. Confronto tra la prima forma modale del sistema ottenuta nel modello 3D (*sweep 3D*) e nel modello a parametri concentrati (*3 g.d.l.*) per $D = 12 \text{ m}$, $H/D = 0.5$, al variare dell'altezza della pila h_s

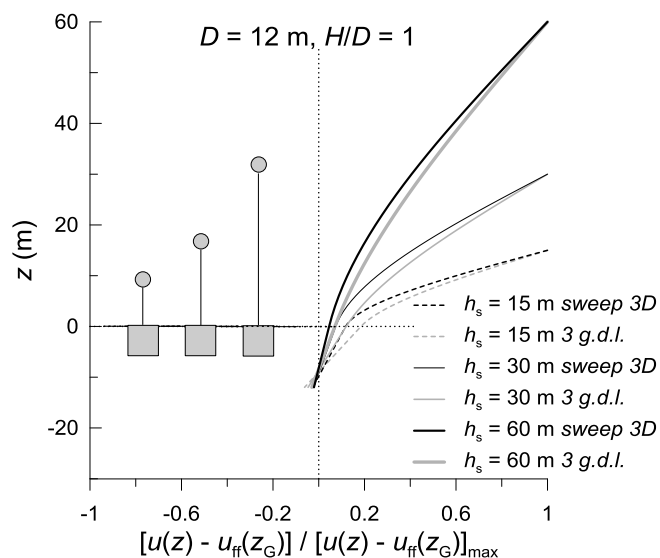


Figura 7.23. Confronto tra la prima forma modale del sistema ottenuta nel modello 3D (*sweep 3D*) e nel modello a parametri concentrati (*3 g.d.l.*) per $D = 12 \text{ m}$, $H/D = 1$, al variare dell'altezza della pila h_s

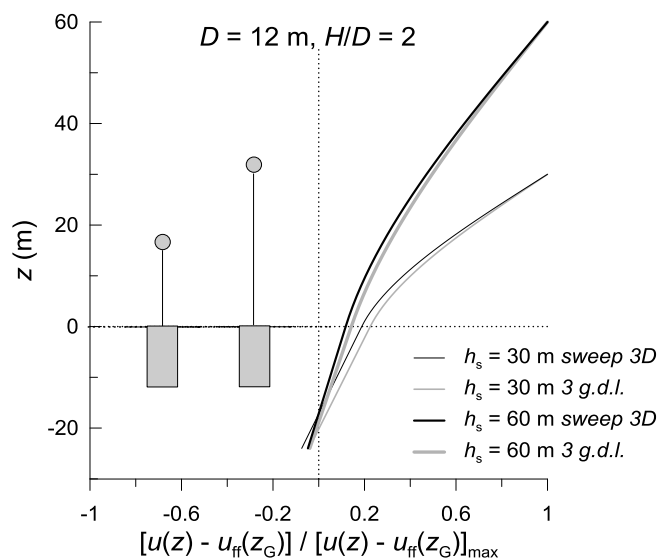


Figura 7.24. Confronto tra la prima forma modale del sistema ottenuta nel modello 3D (*sweep 3D*) e nel modello a parametri concentrati (*3 g.d.l.*) per $D = 12 \text{ m}$, $H/D = 2$, al variare dell'altezza della pila h_s

8. Conclusioni

In questa tesi si è studiata l'interazione dinamica terreno - struttura di pozzi di fondazione circolari di pile di ponti e viadotti di grande luce, tenendo conto del comportamento non lineare e dissipativo dei terreni di fondazione. Infatti, sebbene l'analisi critica della letteratura abbia mostrato una vasta produzione scientifica riguardante lo studio del problema dell'interazione dinamica terreno - struttura, la maggior parte dei lavori si basa su ipotesi fortemente semplificative per la modellazione del comportamento meccanico dei terreni, descritti nella maggior parte dei casi come mezzi visco - elastici lineari. Particolare attenzione è stata rivolta, quindi, al comportamento elasto - plastico dei terreni di fondazione, al fine di valutarne l'influenza sulle caratteristiche dinamiche e sulle prestazioni dell'opera nel suo complesso.

Il lavoro, di carattere esclusivamente numerico, ha previsto in una prima fase lo svolgimento di uno studio parametrico mediante analisi dinamiche accoppiate eseguite nel dominio del tempo in condizioni tridimensionali con il metodo degli elementi finiti. I diversi sistemi sono stati soggetti a storie temporali delle accelerazioni di eventi sismici reali. Il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è stato descritto mediante un modello costitutivo elasto - plastico con incrudimento isotropo (*Hardening Soil with Small - Strain Stiffness*), al fine di ottenere una stima affidabile delle deformazioni permanenti e dello smorzamento isteretico accumulati durante l'evento sismico. Le analisi dinamiche sono state svolte in termini di tensioni efficaci ma in condizioni non drenate, ottenendo così una stima delle sovrappressioni interstiziali indotte dall'evento sismico.

Lo studio parametrico ha permesso di comprendere l'influenza di alcune grandezze sulla prestazione del sistema che può essere espressa attraverso i valori massimi e permanenti degli spostamenti orizzontali dell'impalcato, degli spostamenti relativi tra testa e base della pila e delle rotazioni del pozzo attinti durante e al termine dell'evento sismico; gli spostamenti assoluti e relativi dell'impalcato, adimensionalizzati rispetto all'altezza della pila, possono essere utilizzati come indici di prestazione del sistema. Le grandezze considerate nello studio parametrico riguardano la geometria del sistema, il contenuto in frequenza e la durata significativa dell'*input* sismico, l'effetto delle fasi costruttive del pozzo di fondazione e la modellazione adottata per la pila. Tutti i sistemi analizzati sono caratterizzati dalle stesse condizioni iniziali dei terreni di fondazione e, in particolare, da uno stesso valore del coefficiente di sicurezza ai carichi verticali in condizioni drenate $F_{Sv} = 5.5$, al fine di confrontare la prestazione dei differenti sistemi a parità di grado di mobilitazione iniziale della resistenza al taglio. Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle pile sono state ricavate imponendo uno stesso valore del coefficiente di sicurezza ai carichi pseudostatici $F_{Se} = 0.7$, seguendo lo studio condotto da Zafeirakos e Gerolymos (2013). In questa fase di impostazione dello studio

parametrico, le azioni pseudostatiche agenti in fondazione sono state calcolate considerando il periodo proprio equivalente dell'intero sistema T_{eq} per tenere in conto, sebbene in maniera approssimata, la modifica del periodo proprio del sistema prodotta dai fenomeni di interazione dinamica.

Nell'analisi dell'influenza della geometria del sistema sulla prestazione dell'opera le variabili prese in considerazione sono le dimensioni del pozzo, definite dal diametro D e dal rapporto di snellezza H/D , e l'altezza della pila h_s . Tali grandezze sono legate tra loro, avendo imposto prefissati valori dei coefficienti di sicurezza ai carichi verticali F_{Sv} e ai carichi pseudostatici F_{Se} . Le analisi numeriche sono state condotte applicando alla base del modello, assunta rigida, la storia temporale delle accelerazioni dell'evento sismico di Tolmezzo (componente E-W). Dall'analisi dei risultati è emerso che, a parità di terreni di fondazione, di *input* sismico e di coefficienti di sicurezza F_{Sv} e F_{Se} , la prestazione del sistema dipende dal rapporto tra il periodo proprio equivalente dell'intero sistema e il periodo fondamentale della colonna di terreno, T_{eq}/T_0 . Il periodo proprio equivalente T_{eq} è funzione delle proprietà geometriche del pozzo e della pila: nello specifico, esso aumenta all'aumentare dell'altezza della pila e al diminuire delle dimensioni del pozzo di fondazione. La prestazione dell'opera peggiora al tendere del rapporto T_{eq}/T_0 a 1, mostrando un incremento dei valori massimi e permanenti degli spostamenti dell'impalcato e dello spostamento relativo tra testa e base della pila, entrambi adimensionalizzati rispetto all'altezza della pila, e delle rotazioni del pozzo: ciò è causato dall'accoppiamento tra il sistema e la colonna di terreno, che dà luogo a un incremento delle azioni agenti in fondazione e, quindi, del grado di mobilitazione della resistenza al taglio dei terreni di fondazione, con conseguente incremento delle deformazioni. In queste condizioni il comportamento elasto - plastico dei terreni di fondazione ha un ruolo predominante nella risposta del sistema, poiché contribuisce a limitare le azioni trasmesse alla sovrastruttura. La prestazione dell'opera è, quindi, dominata dagli effetti dell'interazione inerziale più che dagli effetti dell'interazione cinematica.

L'influenza del contenuto in frequenza dell'*input* sismico sulla prestazione del sistema è stata valutata applicando alla base del modello una storia temporale delle accelerazioni orizzontali caratterizzata da un diverso periodo medio T_m , a parità di intensità di Arias e di durata significativa. Nello specifico, è stato applicato l'accelerogramma relativo all'evento sismico di Assisi, caratterizzato da un periodo medio T_m pari alla metà di quello dell'accelerogramma di Tolmezzo, utilizzato nelle precedenti analisi. Dall'analisi dei risultati è emersa una migliore prestazione del sistema soggetto all'*input* sismico di Assisi, con valori degli spostamenti massimi e permanenti pari a circa la metà di quelli ottenuti con l'accelerogramma di Tolmezzo. Ciò è dovuto al differente contenuto in frequenza dell'accelerogramma di Assisi, che fa sì che il sisma solleciti il terreno in un intervallo di frequenze più elevate di quelle proprie, laddove l'amplificazione del moto è già di per sé ridotta nelle condizioni di *free - field*. Inoltre, i sistemi pila - pozzo - terreno considerati nello studio parametrico sono caratterizzati da periodi propri

equivalenti T_{eq} compresi tra 0.8 e 4 s, anch'essi significativamente maggiori del periodo medio dell'*input* $T_m = 0.24$ s.

Gli effetti della durata significativa T_D dell'*input* sismico sul comportamento dell'opera sono stati valutati applicando alla base del modello la storia temporale di Adana, caratterizzata da una durata significativa 2.5 volte maggiore di quella dell'*input* sismico di Tolmezzo, a parità di intensità di Arias e contenuto in frequenza. I risultati hanno mostrato la grande influenza della durata significativa sulla prestazione dell'opera, caratterizzata in questo caso da spostamenti permanenti dell'impalcato fino a 10 volte maggiori di quelli ottenuti con l'*input* sismico di Tolmezzo. L'influenza di T_D è ovviamente significativa se l'intensità dell'*input* sismico è sufficientemente elevata da far sì che, durante la fase di *strong motion*, si raggiunga temporaneamente, e in istanti successivi, la resistenza al taglio dei terreni, con conseguente accumulo di deformazioni plastiche. Congruentemente con quanto sopra, si è osservato che, per l'*input* di Adana, il rapporto tra spostamenti permanenti e massimi assume i valori più elevati, indicando che la componente irreversibile delle deformazioni dei terreni di fondazione aumenta all'aumentare della durata significativa dell'*input*. In queste analisi è emersa, quindi, la necessità di valutare le prestazioni del sistema mediante modelli costitutivi del terreno in grado di simulare l'accumulo delle deformazioni permanenti nella fase significativa del segnale sismico.

Gli effetti delle fasi di scavo necessarie per la costruzione dei pozzi di fondazione sono stati simulati in modo semplice, imponendo una contrazione volumetrica al volume di terreno corrispondente al volume del pozzo, prima della sua attivazione, riproducendo in questo modo condizioni prossime a quelle di equilibrio limite attivo nell'intorno del pozzo. La simulazione, seppur semplificata, degli effetti delle fasi costruttive del pozzo ha fornito valori degli spostamenti orizzontali dell'impalcato e delle rotazioni del pozzo leggermente maggiori di quelli ottenuti assumendo il pozzo semplicemente attivato. I massimi effetti delle fasi costruttive si sono osservati per i sistemi che sarebbero risultati fortemente sollecitati anche in assenza di tale simulazione, cioè per pozzi profondi e sistemi rigidi.

Lo studio parametrico si è concluso con la valutazione dell'influenza della modellazione della sovrastruttura sulla prestazione dell'opera. Tipicamente, infatti, lo studio dell'interazione dinamica terreno - struttura viene eseguito modellando la pila come un oscillatore a un grado di libertà, con massa concentrata in testa. L'influenza di tale ipotesi sulle prestazioni del sistema è stata valutata svolgendo analisi dinamiche 3D nell'ipotesi di pila dotata di massa distribuita lungo il fusto, così da poter studiare l'influenza dei modi delle pile superiori al primo sulla risposta del sistema. Le pile per le quali i modi superiori possono influire in modo apprezzabile sui risultati sono le pile alte ($h_s = 60$ m), per le quali il rapporto tra la massa dell'impalcato e la massa della pila diviene minore di 5.5. In questi casi, infatti, la seconda frequenza della pila con massa distribuita ha assunto valori compresi tra 5.5 e 11.3 Hz. Le massime differenze con le

analisi in cui la pila è modellata come un oscillatore elementare sono state riscontrate per la pila caratterizzata dal valore minimo della seconda frequenza, pari a 5.5 Hz: in questo caso, infatti, la seconda frequenza viene eccitata dall'*input* sismico di Assisi ($T_m = 0.24$ s), fornendo azioni in testa al pozzo maggiori e, conseguentemente, un maggiore grado di mobilitazione della resistenza al taglio. La prestazione del sistema è, quindi, leggermente peggiore considerando la massa distribuita della pila.

Le analisi dinamiche hanno permesso di valutare, per ogni istante di tempo, i profili delle accelerazioni orizzontali lungo l'asse del pozzo e la verticale di *free - field* e, conseguentemente, di valutare le storie temporali del coefficiente sismico equivalente $k_{h\ eq}(t)$ del pozzo. Il valore di picco di $k_{h\ eq}(t)$ può essere utilizzato per le verifiche di tipo geotecnico dei pozzi di fondazione in condizioni pseudostatiche. Il coefficiente sismico equivalente, ottenuto dalle forze orizzontali relative pozzo - *free - field*, ha mostrato valori massimi sempre inferiori a quelli dell'*input* e a quelli ottenuti dalle analisi *free - field* condotte con la procedura semplificata indicata nelle NTC - 08 e con il metodo lineare equivalente, in cui il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è assimilato a quello di un mezzo visco - elastico non lineare. Il rapporto tra il valore di picco del coefficiente sismico equivalente $k_{h\ eq}$ e il massimo coefficiente sismico a piano campagna è compreso tra 0.19 e 0.57 se si utilizza la procedura delle NTC - 08 e tra 0.15 e 0.45 se si utilizzano i risultati ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale condotte con il metodo lineare equivalente. La storia temporale del coefficiente sismico equivalente è caratterizzata da un periodo medio T_m più elevato di quello dell'*input* sismico, a causa dei fenomeni concomitanti di asincronia del moto e di plasticizzazione dei terreni di fondazione, che contribuiscono a rimuovere le alte frequenze. Per le stesse ragioni, l'intensità di Arias della storia temporale del coefficiente sismico equivalente $k_{h\ eq}(t)$ è notevolmente inferiore dell'intensità di Arias del segnale sismico di ingresso.

Infine, è stata valutata l'influenza della massa e dell'inerzia rotazionale della fondazione sulle caratteristiche modali del sistema. Sono state preliminarmente condotte analisi di interazione *FEM*, tridimensionali, al fine di identificare i periodi propri e le forme modali del sistema. In seguito, le caratteristiche modali sono state riprodotte con un modello a parametri concentrati a tre gradi di libertà. Si è osservato che la massa e l'inerzia rotazionale della fondazione non hanno alcuna influenza sulle proprietà dinamiche del sistema, sebbene, come è noto, abbiano una influenza significativa sulle azioni trasmesse in fondazione.

In sintesi, una corretta valutazione della prestazione del sistema non può prescindere, a rigore, dalla modellazione del comportamento elasto - plastico dei terreni di fondazione.

Possibili sviluppi futuri di questo studio possono essere costituiti, ad esempio, da una modellazione più accurata del comportamento meccanico della pila. Infatti, l'eventuale attivazione di una cerniera plastica all'incastro con il pozzo di fondazione può comportare una riduzione delle azioni trasmesse in testa al pozzo, limitando l'attivazione dei meccanismi plastici dei terreni di fondazione.

Inoltre, dai risultati dello studio parametrico è possibile sviluppare un modello semplificato alla Newmark, con il quale riprodurre gli spostamenti massimi e permanenti ottenuti nelle analisi dinamiche tridimensionali. A tal fine, è necessario individuare il valore dell'accelerazione critica, per la quale viene attinta la resistenza in fondazione.

Bibliografia

Ambraseys, N. N., Smit, P., Douglas, J., Margaris, B., Sigbjornsson, R., Olafsson, S., Suhadolc, P. e Costa, G., 2004. Internet site for European strong-motion data. *Bollettino di Geofisica Teorica e Applicata*, **45**(3), 113-129.

Amorosi, A., Boldini, D., de Felice G., Lasciarrea W. G. e Malena M., 2015. Analisi geotecnica e strutturale del Ninfeo di Genazzano. *Rivista Italiana di Geotecnica*, **1**, 29-44.

Amorosi, A., Boldini, D. e di Lernia, A., 2016. Seismic ground response at Lotung: Hysteretic elasto-plastic-base 3D analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **85**, 44-61.

Amorosi, A., Boldini, D. e Elia, G., 2010. Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. *Computer and Geotechnics*, **37**, 515-528.

Amorosi, A., Boldini, D. e Falcone, G., 2014. Numerical prediction of tunnel performance during centrifuge tests. *Acta Geotechnica*, **9**, 581-596.

ANAS Condirezione Generale Tecnica, 2012. *Linee Guida per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata*. Direzione Centrale Progettazione, Prima Emissione.

Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Drosos, V., Georgarakos, T. e Kourkoulis, R., 2008. Design of bridges against large tectonic deformation. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **7**, 345-368.

Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Loli, M., Apostolou, M. e Gerolymos, N., 2010. Soil failure can be used for seismic protection of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **8**(2), 309-326.

Ancheta, T. D., Bozorgnia, Y., Darragh, R., *et al.*, 2012. PEER NGA-West2 Database: A Database of Ground Motions Recorded in Shallow Crustal Earthquakes in Active Tectonic Regions. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbona.

Apsel, R. J. e Luco, J. E., 1987. Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15**(2), 213-231.

Bathe, K. J., 1996. *Finite Element Procedures*. 2nd ed. Upper Saddle River, N.J; Prentice Hall.

Benz, T., 2006. *Small-Small Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. – Tesi di Dottorato, Institut für Geotechnik der Universität, Stoccarda.

- Beredugo, Y. O. e Novak, M., 1972. Coupled horizontal and rocking vibrations of embedded footings. *Canadian Geotechnical Journal*, **9**, 477-497.
- Brandl, H., 1985. Bearing capacity of piers and piles with large diameters. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 12-16 agosto 1985, Balkema, 1525-1530.
- Brinch Hansen, J., 1970. A revised and extended formula for bearing capacity. *Bulletin No. 28*, 5-11.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E. e Swolfs, W. M., 2013. *PLAXIS 3D. Reference Manual*.
- Brinkgreve, R. B. J., Kappert, M. H. e Bonnier, P. G., 2007. Hysteretic damping in a small - strain stiffness model. *Proceedings of Numerical Models in Geomechanics – NUMOG X*, Rodi, Pande & Pietruszczak, Taylor & Francis Group, 737-742.
- Cairo, R. e Conte, E., 2014. L'interazione terreno - struttura nella risposta sismica di ponti con fondazioni profonde. In: *Atti del XXV Convegno Nazionale di Geotecnica*, Baveno (VB), 4-6 giugno 2014, Edizioni AGI: Roma, 2014, **I**, 77-93.
- Cairo, R. e Dente, G., 2014. Aspects of the soil - structure interaction - The dynamic response of bridge piers on caisson foundations. In: *Proceedings of the II International Conference "Innovation on Bridges and Soil-Bridge Interaction"*, Atene, 16-18 Ottobre 2014, 429-436.
- Cairo, R., Dente, G. e Dodaro, S., 2016. Kinematic response of bridge piers. In: *Geotechnical engineering in multidisciplinary research: from microscale to regional scale CNRIG2016. VI Italian Conf. of Researchers in Geotechnical Engineering*, Procedia Engineering, **158**, Bologna, Elsevier, 320-325.
- Callisto, L., 2015. *MARTA v. 1.1: a computer program for the site response analysis of a layered soil deposit*. <https://sites.google.com/a/uniroma1.it/luigicallisto/attivita-1>
- Callisto, L., Rampello, S. e Fagnoli, P., 2008. Studio del comportamento sismico di una diga in terra con metodi disaccoppiati. *Rivista Italiana di Geotecnica*, **4**, 38-53.
- Callisto, L., Rampello, S. e Viggiani, G. M. B., 2013. Soil–structure interaction for the seismic design of the Messina Strait Bridge. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **52**, 103-115.
- Çelebi, E., Firat, S. e Cankaya, I., 2006. The evaluation of impedance functions in the analysis of foundations vibrations using boundary element method. *Applied Mathematics and Computation*, **173**(1), 636–667.

- Cho, J., Lim, H., Jeong, S. e Kim, K., 2015. Analysis of lateral earth pressure on a vertical circular shaft considering the 3D arching effect. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **48**, 11-19.
- Conti, R., Morigi, M. e Viggiani, G. M. B., 2015. Determinazione dell'effetto filtro indotto da fondazioni interrato. In: *Atti dell'Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica - IARG 2015, Cagliari, 24-26 giugno 2015*.
- Drosos, V., Georgarakos, T., Loli, M., Anastasopoulos, I., Zarzouras, O. e Gazetas G., 2012. Soil-Foundation-Structure Interaction with Mobilization of Bearing Capacity: Experimental Study on Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**, 1369-1386.
- Duncan, J. M. e Chang, C. Y., 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **96**, 1629-1653.
- Elia, G. e Rouainia, M., 2013. Seismic Performance of Earth Embankment Using Simple and Advanced Numerical Approaches. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**, 1115-1129.
- Elsabee, F. e Morray, J. P., 1977. *Dynamic behavior of embedded foundations*. Research Report R77-33, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Erturk, A. e Inman, D. J., 2011. *Piezoelectric Energy Harvesting*. First Edition; John Wiley & Sons.
- Fotopolou, M., Kotsanopoulos, P., Gazetas, G. e Tassoulas, J. L., 1989. Rocking damping of arbitrarily shaped embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, **115**(4), 473-490.
- Froelich, X., 1936. *Beitrag fur Berechnung von Mastfundamenten*, Wilhelm Ernst & Sohn, 1936, Berlino.
- Gazetas, G., 1983. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **2**(1), 2-42.
- Gazetas, G., 1991 a. Foundation vibrations. In: *Foundation engineering handbook*, Springer US, 553-593.
- Gazetas, G., 1991 b. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(9), 1363-1381.
- Gazetas, G., 2015. 4th Ishihara Lecture: Soil - foundation - structure systems beyond conventional seismic failure thresholds. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **68**, 23-39.

- Gazetas, G. e Stokoe, K. H., 1991. Free vibration of embedded foundations: theory versus experiment. *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(9), 1382-1401.
- Gazetas, G. e Tassoulas, J. L., 1987. Horizontal stiffness of arbitrarily shaped embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, **113**(5), 440-457.
- Gerolymos, N. e Gazetas, G., 2006 a. Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**, 347-361.
- Gerolymos, N. e Gazetas, G., 2006 b. Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**, 363-376.
- Gerolymos, N. e Gazetas, G., 2006 c. Static and dynamic response of massive caisson foundations with soil and interface nonlinearities - validation and results. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**, 377-394.
- Gerolymos, N. e Zafeirakos, A., 2015. A new seismic design method for deeply embedded foundations accounting for SSI effects. In: *Proceedings of the 5th ECCOMAS Thematica Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, V. Papadopoulos, V. Plevris (eds.), 25-27 Maggio 2015, Isola di Creta, Grecia.
- Gerolymos, N., Zafeirakos, A. e Karapiperis, K., 2015. Generalized failure envelope for caisson foundations in cohesive soil: Static and dynamic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **78**, 154-174.
- Godoy, A., Chatzigogos, C. e Pecker, A., 2012. Safety margins in structural design of a bridge pylon: assessment of dynamic response through incremental dynamic analyses. In: *Proceedings of the 2nd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Engineering*, Taormina, 28-30 maggio, 1455-1466.
- Halabian, A. M. e El Naggar, M. H., 2001. Effect of foundation flexibility on seismic response of reinforced concrete TV-towers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **28**(3), 465-481.
- Hardin, B. O. e Richart, F. E., 1963. Elastic wave velocities in granular soils. *Soil Mechanics and Foundation Division*, **89**, 33-65.
- Hatzikonstantinou, E., Tassoulas, J. L., Gazetas, G., Kotsanopoulos, P. e Fotopolou, M., 1989. Rocking stiffness of arbitrarily shaped embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, **115**(4), 457-472.
- Jennings, P. C. e Bielak, J., 1973. Dynamics of building - soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **63**(1), 9-48.

- Karapiperis, K. e Gerolymos, N., 2014. Combined loading of caisson foundations in cohesive soil: Finite element versus Winkler modeling. *Computers and Geotechnics*, **56**, 100-120.
- Kausel, E., 2010. Early history of soil – structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**, 822–832.
- Kausel, E. e Roesset, J. M., 1974. *Soil - structure interaction problems for nuclear containment structures*, No. CONF-740829, American Society of Civil Engineers, New York, 1974.
- Kausel, E., Roesset, J. e Waas, G., 1974. *Forced vibrations of circular foundations on layered media*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA02139: MIT Research Report R74-11, Soils Publication n.336.
- Kausel, E. e Ushijima, R., 1979. *Vertical and Torsional Stiffness of Cylindrical Footings*, *Research Report R76-6*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Kim, K. Y., Lee, D. S., Jeong, S. S. e Lee, S., 2013. The effect of arching pressure on a vertical circular shaft. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **37**, 10-21.
- Kramer, S. L., 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Engle Wood Cliffs: Prentice Hall.
- Kuhlemeyer, R. L. e Lysmer, J., 1973. Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **99**(5), 421-426.
- Lancellotta, R., 2002. Analytical solution of passive earth pressure. *Géotechnique*, **52**(8), 617-619.
- Lanzi, A., 2013. *Metodi di analisi dinamica e di progetto per sistemi interagenti terreno - fondazione - struttura*, Tesi di dottorato, Sapienza Università di Roma, Roma.
- Loli, M., Bransby, F., Anastasopoulos, I. e Gazetas, G., 2012. Interaction of caisson foundations with a seismically rupturing normal fault: centrifuge testing versus numerical simulation. *Géotechnique*, **62**(1), 29-43.
- Luco, J. e Wong, H. L., 1987. Seismic response of foundations embedded in a layered half- space. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15**(2), 233-247.
- Luzi, L., Puglia, R., Russo, E. *et al.*, 2016. The Engineering Strong-Motion Database: a Platform to Access Pan-European Accelerometric Data, *Seismological Research Letters*, **87**(4).

- Maravas, A., Mylonakis, G. e Karabalis, D. L., 2014. Simplified discrete systems for dynamic analysis of structures on footings and piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **61**, 29-39.
- Masing, G., 1926. Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing. In: *Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics*, Zurich, **100**, 332-335.
- Mayne, P. W. e Kulhawy, F. H., 1982. K₀ - OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **108** (6), 851-872.
- Menglin, L., Huaifeng, W., Xi, C. e Yongmei, Z., 2011. Structure-soil-structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **31**, 1724 - 1731.
- Meyerhof, G. G., 1953. Bearing capacity of foundations under eccentric and inclined load. In: *Proceedings of the 34th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, 440-445.
- Ministero delle Infrastrutture, 2008. Norme Tecniche per le costruzioni, Decreto Ministero Infrastrutture 14.01.2008. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica*, **29**, Roma.
- Mylonakis, G. e Gazetas, G., 2000. Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?. *Journal of Earthquake Engineering*, **4**(3), 277-301.
- Mylonakis, G., Gazetas, G. e Nikolaou, S., 2006. Footing under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**, 824-853.
- Mylonakis, G., Gazetas, G., Nikolaou, S. e Michaelides, O., 2000. The role of soil on the collapse of 18 piers of the Hanshin expressway in the Kobe earthquake. In: *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbona, 1-7.
- Mylonakis, G., Nikolaou, A. e Gazetas, G., 1997. Soil - pile - bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part I: soft soil. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26**, 337-359.
- Newmark, N. M., 1959. A method of computation for structural dynamics. *Journal of Engineering Mechanics Division - Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **85**(3), 67-94.
- Novak, M. e Sachs, K., 1973. Torsional and coupled vibrations of embedded footings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **2**(1), 11-33.
- Novak, M., Nogami, T. e Aboul - Ella, F., 1978. Dynamic soil reactions for plane strain case. *Journal of Engineering Mechanics*, **104**(4), 953-959.

- Ntritsos, N., Anastasopoulos, I. e Gazetas, G., 2015. Static and cyclic undrained response of square embedded foundations. *Géotechnique*, **65**(10), 805-823.
- Olivero, S., 1984. *Corso di aggiornamento In Ingegneria Geotecnica - Fondazioni profonde: pozzi*. Odine degli Ingegneri della Provincia di L'Aquila - L'Aquila.
- Paolucci, R., Figini, R. e Petrini, L., 2013. Introducing dynamic non-linear soil-foundation-structure interaction effects in displacement-based seismic design. *Earthquake Spectra*, **29**(2), 475-496.
- Pecker, A., Paolucci, R., Chatzigogos, C., Correia, A. A., Figini, R., 2014. The role of non - linear dynamic soil - foundation interaction on the seismic response of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **12**, 1157-1176.
- Potts, D. e Zdrakovic, L., 1999. *Finite element analysis in geotechnical engineering: theory*. Thomas Telford, Londra.
- Priestley, M. J. N., Seible, F. e Calvi, G. M., 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons.
- Rampello, S. e Callisto, L., 2008. Stabilità dei pendii in condizioni sismiche. In: *Opere Geotecniche in condizioni sismiche, XII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce*. Bologna: Patron Editore, Cap. 9, 241-271.
- Rampello, S., Callisto, L. e Fagnoli, P., 2009. Two-dimensional seismic response analysis to evaluate permanent slope displacements. In: *Proceedings of Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokio, Taylor & Francis Group.
- Rampello, S., Callisto, L. e Fagnoli, P., 2010. Evaluation of slope performance under earthquake loading conditions. *Rivista Italiana di Geotecnica*, **44**(4), 29-41.
- Rampello, S., Callisto, L. e Viggiani, G. M. B., 2013. Predicting the seismic behaviour of the foundations of the Messina Strait Bridge. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **12**(3), 1201-1219.
- Rampello, S. e Silvestri, F., 2009. Force-based pseudo-static methods versus displacement-base method for slope stability analysis. In: *Eurocode 8 perspectives from the Italian standpoint workshop*. Napoli, 249-262.
- Rampello, S., Viggiani, G. e Silvestri, F., 1995. Panelist discussion: The dependence of G_0 on stress state and history in cohesive soils. In: *I International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Sapporo, Balkema, **2**, 1155-1160.

- Rathje, E. M., Abrahamson, N. A. e Bray, J. D., 1998. Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124**(2), 150-159.
- Régnier J., Bonilla L-F, Bard P-Y *et al.*, 2016. International Benchmark on Numerical Simulations for 1D, Nonlinear Site Response (PRENOLIN): Verification Phase Based on Canonical Cases. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **106**(5), 2112–2135.
- Richart, F. E. e Whitman, R. V., 1967. Comparison of footing vibration tests with theory. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*.
- Roesset, J. M., 2013. Soil Structure Interaction - The Early Stages. *Journal of Applied Science and Engineering*, **16**(1), 1-8.
- Roscoe, K. H. e Burland, J. B., 1968. On the generalized stress-strain behaviour of "wet" clay. In: *Heyman & Leckie, Engineering Plasticity*, Cambridge Univeristy, 535-609.
- Rowe, P. W., 1962. The stress - dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. In: *Proceedings of the Royal Society of London: a methematical, physical and engineering sciences*, The Royal Society, **269**(1339), 500-527.
- Safak, E., 1995. Detection and Idenification of Soil - Structure Interaction in Buildings from Vibration Recordings. *Journal of Structural Engineering*, **121**(5), 899-906.
- Santos, J. A. e Correia, A. G., 2001. Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain - dependent shear modulus curve for soil. *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Turchia, **1**, 267-270.
- Schanz, T., Vermeer, P. A. e Bonnier, P. G., 1999. The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics - 10 Years of PLAXIS*, Balkema, 281-296.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M., 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. *Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Centre*, University of California, Berkeley, California.
- Seed, H. B. e Martin, G. R., 1966. The seismic coefficient in earth dam design. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, **92**(3), 25-58.
- Shadlou, M. e Bhattacharya, S., 2016. Dynamic stiffness of monopiles supporting offshore wind turbine generators. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **88**, 15-32.

- Thakkar, S. K., Dubey, R. N. e Singh, J. P., 2002. Effect of inertia of embedded portion of well foundation on seismic response of bridge substructure. In: *Proceedings of the 12th Symposium on Earthquake Engineering*, I. I. T. Roorke, India, 1055-1061.
- Tsigginos, C., Gerolymos, N., Assimaki, D. e Gazetas, G., 2008. Seismic response of bridge pier on rigid caisson in soil stratum. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **7**, 33-44.
- Turan, A., Hinchberger, S. D. e El Naggar, M. H., 2013. Seismic soil–structure interaction in buildings on stiff clay with embedded basement stories. *Canadian Geotechnical Journal*, **50**(8), 858-873.
- Varun, Assimaki, D. e Gazetas, G., 2009. A simplified model for lateral response of large diameter caisson foundations - Linear elastic formulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(2), 268-291.
- Veletsos, A. S., 1977. Dynamics of structure - foundation systems. *Structural and geotechnical mechanics*, 333-361.
- Veletsos, A. S. e Meek, J. W., 1974. Dynamic behaviour of building - foundation systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **3**(2), 121-138.
- Veletsos, A. S. e Ventura, C. E., 1986. Modal analysis of non-classically damped linear systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **14**, 217-243.
- Veletsos, A. S. e Wei, Y. T., 1971. Lateral and rocking vibration of footings. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, **97**, 1227-1248.
- Vucetic, M. e Dobry, R., 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **17**, 89-107.
- Wolf, J. P., 1985. *Dynamic soil - structure interaction*, Prentice - Hall.
- Wolf, J. P., 1988. *Soil - Structure Interaction Analysis in Time Domain*. N. J.: Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- Zafeirakos, A. e Gerolymos, N., 2012. Seismic performance of caisson supported piers. In: *Proceedings of the 2nd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Engineering*, Taormina, 28-30 maggio, 900-914.
- Zafeirakos, A. e Gerolymos, N., 2013. On the seismic response of under-designed caisson foundations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **11**(5), 1337-1372.
- Zafeirakos, A. e Gerolymos, N., 2014. Towards a seismic capacity design of caisson foundations supporting bridge piers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **67**, 179-197.

Zafeirakos, A. e Gerolymos, N., 2016. Bearing strength surface for bridge caisson foundations in frictional soil under combined loading. *Acta Geotechnica*, **11**(5), 1189-1208.

Zafeirakos, A., Gerolymos, N. e Gazetas, G., 2011. The role of soil and interface nonlinearities on the seismic response of caisson supported bridge piers. In: *Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering*, Santiago del Cile, Cile.

Zhang, J. e Tang, Y., 2008. Evaluating soil - structure interaction effects using dimensional analysis. In: *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 12-17 ottobre, Pechino, Cina.

Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M., Schrefler, B. A. e Shiomi, T., 1999. *Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering*. Hoboken, New Jersey: John Wiley.