POLITECNICO DI TORINO
Repository ISTITUZIONALE

Atti Conferenze di Geotecnica di Torino - XXV Ciclo - 8 e 9 Novembre 2018 "Analisi e Progetto delle Opere Geotecniche in Zona Sismica"

*Original*
Atti Conferenze di Geotecnica di Torino - XXV Ciclo - 8 e 9 Novembre 2018 "Analisi e Progetto delle Opere Geotecniche in Zona Sismica" / Foti, Sebastiano; Cosentini, RENATO MARIA; Dominijanni, Andrea. - STAMPA. - (2018).

*Availability:*
This version is available at: 11583/2717032 since: 2018-11-13T10:00:33Z

*Publisher:*
Politecnico di Torino

*Published*
DOI:

*Terms of use:*

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

*Publisher copyright*
GENERICO -- per es. Nature : semplice rinvio dal preprint/submitted, o postprint/AAM [ex default]

(Article begins on next page)

07 May 2026

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

IN COLLABORAZIONE CON:

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO

XXV 2018

# ATTI

## CONFERENZE DI GEOTECNICA DI TORINO
## XXV CICLO
## 8 e 9 NOVEMBRE 2018

# ANALISI E PROGETTO DELLE OPERE GEOTECNICHE IN ZONA SISMICA

CON IL PATROCINIO DI:

AGI Associazione Geotecnica Italiana — ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA

ORDINE GEOLOGI PIEMONTE — ORDINE DEI GEOLOGI DEL PIEMONTE

POLITECNICO DI TORINO – AULA MAGNA - CORSO DUCA DEGLI ABRUZZI, 24 – TORINO

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

IN COLLABORAZIONE CON

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO

# ATTI

## CONFERENZE DI GEOTECNICA DI TORINO
## XXV CICLO

**8 e 9 NOVEMBRE 2018**

## *ANALISI E PROGETTO DELLE OPERE GEOTECNICHE IN ZONA SISMICA*

a cura di Sebastiano Foti, Renato M. Cosentini, Andrea Dominijianni

CON IL PATROCINIO DI

ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA

ORDINE DEI GEOLOGI DEL PIEMONTE

POLITECNICO DI TORINO - AULA MAGNA
CORSO DUCA DEGLI ABRUZZI, 24 - TORINO

Copyright © 2018 by Politecnico di Torino
ISBN : 978-88-85745-19-3

9 788885 745193

Edizione, Novembre 2018

# Indice

Prefazione

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018
***Alberto Burghignoli***

Site classification and site effects in the seismic norms: work in progress for the revision of Eurocode 8
***Roberto Paolucci***

Microzonazione sismica e risposta sismica locale: specificità e aspetti critici
***Sebastiano Foti, Mauro Aimar, Andrea Ciancimino, Federico Passeri***

Microzonazione sismica per il Rischio Liquefazione
***Carlo G. Lai, Francesca Bozzoni, Valerio Poggi, Elisa Zuccolo, Claudia Meisina, Antonino Famà, Daniele Conca, Roberta Bonì, Renato Cosentini, Luca Martelli, Ali G. Özcebe***

Soil Structure Interaction Analysis in Liquefiable Materials using Advanced Numerical Methods
***Pedro Arduino, Alborz Ghofrani***

Soil-Structure Interaction in the Seismic Design and Retrofit of Bridges
***Ioannis Anastasopoulos***

Prestazioni e gerarchia delle resistenze nella progettazione delle opere di sostegno
***Luigi Callisto***

Vulnerabilità sismica di edifici fondati su pali: importanza dell'interazione fondazione-terreno-struttura
***Luca De Sanctis, Maria Iovino, Raffaele Di Laora***

Prestazione sismica dei pozzi di fondazione
***Sebastiano Rampello, Domenico Gaudio***

Gallerie in zona sismica
***Emilio Bilotta, Stefania Fabozzi***

Alcune considerazioni sulla rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe di materiali sciolti
***Giuseppe Lanzo***

# Prefazione

La progettazione delle opere geotecniche in zona sismica richiede particolari competenze che solo negli anni più recenti sono entrate a far parte dei curricula universitari, con l'introduzione di specifici insegnamenti di Geotecnica Sismica. Peraltro, le conoscenze in ambito sismico sono soggette a continua evoluzione in ragione dei dati che si rendono progressivamente disponibili a seguito degli eventi sismici e delle ricerche nel settore. Nelle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 2018, le verifiche sismiche riportano alcune rilevanti modifiche per le diverse tipologie di opere.
La XXV edizione delle Conferenze di Geotecnica di Torino è stata dedicata ai recenti sviluppi in questo ambito, sia da un punto di vista metodologico, sia per quanto concerne l'evoluzione del quadro normativo e le sue conseguenze sulla progettazione.
La prima parte del volume, dopo una panoramica sulle novità normative, è dedicata agli aspetti di base ed applicativi che riguardano le azioni sismiche e la risposta dinamica del sito, passando dalla scala della singola opera a quella territoriale.
La seconda parte è invece incentrata sull'analisi e la progettazione delle opere geotecniche, con una specifica attenzione rivolta alle opportunità offerte dalla progettazione prestazionale e al ruolo dell'interazione terreno-struttura per le diverse tipologie di opera, siano esse di nuova realizzazione o esistenti.

***Sebastiano Foti, Renato M. Cosentini, Andrea Dominijanni***

# Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

Alberto Burghignoli

# Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

Alberto Burghignoli
*Ordinario di Meccanica delle terre a.r. nella Sapienza Università di Roma*

## SOMMARIO

In questa nota si illustrano le principali novità delle Norme Tecniche per le Costruzioni, emesse con il DM 17.01.2018 (NTC18). Queste norme sono da considerarsi una revisione e un aggiornamento delle NTC08 che, allora, rappresentarono un vero e proprio salto epocale rispetto alla normativa previgente, con l'introduzione delle verifiche agli stati limite e l'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Rispetto alle NTC08, la novità più rilevante riguarda il riferimento a un solo approccio progettuale per ciascuna opera. Più in particolare, per gli scavi o i rilevati, le fondazioni e i muri di sostegno, per i quali le precedenti NTC08 offrivano una scelta tra l'approccio progettuale 1 (DA1) e l'approccio progettuale 2 (DA2), con le nuove norme si prescrive il solo approccio DA2.

L'approccio DA1 è stato mantenuto per quelle opere, le paratie e i rivestimenti delle gallerie ad esempio, nelle quali la rigidezza relativa struttura-terreno impone che le verifiche scaturiscano sempre da analisi d'interazione. Per chiarire il significato e le ragioni dell'impiego di questo approccio progettuale sono illustrate, a titolo esemplificativo, le verifiche SLU, geotecnica e strutturale, di una semplice paratia con un livello di vincolo in testa, svolte con diversi metodi di analisi.

La nota prosegue poi con la sintetica descrizione degli aspetti innovativi delle regole tecniche riguardanti le opere e i sistemi oggetto delle nuove norme, in campo statico e in presenza di azioni sismiche. Riguardo a queste ultime, le nuove norme introducono un'altra significativa novità. Già le NTC08 avevano prescritto l'impiego di valori unitari dei coefficienti parziali di sicurezza per le azioni; le NTC18 estendono questa prescrizione anche ai coefficienti per i parametri geotecnici, affidando ai coefficienti $\gamma_R$ il margine di sicurezza. Questa scelta ha comportato anche la rimodulazione dei coefficienti di spostamento $\beta$, impiegati nelle analisi pseudo-statiche.

## 1 PREMESSE

Vorrei innanzi tutto ringraziare il Comitato organizzatore di questo ciclo di conferenze per avermi invitato a presentare l'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti il 17 gennaio 2018. So che gli amici del Comitato sono stati spinti non solo da una lunga amicizia, ma anche dal lavoro che ho svolto presso le Istituzioni delegate alla redazione di norme tecniche per le costruzioni. Proprio per quest'attività mi sento in una sorta di conflitto di interessi perché da un lato, quale corresponsabile della stesura di testi normativi, dovrei improntare la mia presentazione a un elogio delle NTC ma, dall'altro lato, vorrei essere libero di evidenziarne i punti critici e di meno agevole assimiliazione.

Nel presentare le norme, inoltre, non posso dimenticare di aver insegnato la meccanica delle terre per oltre trent'anni e di essere un convinto assertore dell'importanza di una solida formazione di base per trattare efficacemente i temi dell'ingegneria geotecnica.

Figura 1: Karl Terzaghi (1883-1963).

Figura 2: Arrigo Croce (1914-1994).

Il riferimento alle conoscenze di base è a mio parere opportuno poiché le discipline dell'ingegneria civile sono entrate nella normativa tecnica in tempi e modi diversi, ciascuna con le proprie peculiarità e, soprattutto, con la maturazione derivata dalla pratica della materia e dalla sua diffusione nel mondo tecnico e professionale. Con una vecchia battuta si afferma che "i regolamenti servono a chi non si sa regolare". Questo è vero anche perché, dato il valore cogente della normativa tecnica nel nostro Paese, chi non si sa regolare potrebbe dover giustificare le conseguenze delle proprie azioni davanti a un giudice! Questa battuta ha di fatto improntato uno stile normativo, che oggi chiamiamo "prescrittivo" e che ha tradizionalmente prodotto norme in grado di prendere per mano il progettista, accompagnandolo fino alla conclusione del suo lavoro.

Una norma prescrittiva richiede tuttavia che le regole tecniche che la compongono, affinché non siano pedissequamente applicate, abbiano raggiunto un livello elevato di definizione e una completa diffusione tra gli utilizzatori. Queste condizioni sono state sostanzialmente soddisfatte fino all'emanazione delle NTC08 che, come verrà meglio chiarito successivamente, hanno modificato concettualmente l'impostazione delle norme tecniche fino allora seguite. Anche le NTC08, concepite come norme "prestazionali", hanno tuttavia mantenuto un tasso di prescrittività ancora molto elevato. A favore di questa scelta ha probabilmente giocato un ruolo non secondario un intento protettivo nei confronti dei progettisti riguardo a eventuali conseguenze giudiziarie.

Se una norma, dunque, può permettersi di avere un carattere prescrittivo nel caso in cui possieda gli anzidetti requisiti di sedimentazione e di diffusione della materia, altrettanto non può dirsi per quanto riguarda la geotecnica. Proviamo a rispondenre alle due domande:

La geotecnica è una disciplina consolidata?

La geotecnica è una disciplina diffusa?

Alla prima domanda si può rispondere che forse si, la geotecnica è una disciplina sufficientemente consolidata da garantire una progettazione anche di elevato livello. Occorre però riconoscere che la crescita delle conoscenze geotecniche, cioé la cultura geotecnica, è avvenuta prevalentemente nei luoghi della ricerca universitaria. A questo proposito, rispondendo così alla seconda domanda, non si può non ricordare che se la geotecnica moderna è nata con Terzaghi nei primi anni del ventesimo secolo, il primo insegnamento universitario e, poco dopo, la prima cattedra, sono stati istituiti nel nostro Paese nel dopoguerra, a Napoli, con Arrigo Croce. Poco prima, per merito dello stesso Croce, è nata l'Associazione Geotecnica Italiana, che nel suo statuto

ha come missione prioritaria la diffusione della cultura geotecnica in Italia.

Per le condizioni date, ci si è mossi velocemente, ma si è partiti con un cospicuo ritardo rispetto ad altre realtà del mondo occidentale. In quegli anni, nel nostro Paese la Scienza e la Tecnica delle Costruzioni, così come l'Idraulica e le Costruzioni idrauliche, erano discipline già mature e largamente diffuse nel mondo tecnico e professionale. La Geotecnica certamente no.

Il seme dell'insegnamento di questa disciplima era stato comunque gettato e nei venti anni successivi la geotecnica veniva insegnata ufficialmente in diverse sedi universitarie italiane. Oggi, l'Italia è in una posizione preminente nel mondo della ricerca geotecnica, ma la diffusione e soprattutto l'assimilazione della cultura geotecnica in ambito professionale non ha ancora raggiunto il livello desiderato, con effetti negativi sulla qualità della progettazione ordinaria ma anche con ripercussioni nei rapporti con le discipline contigue.

# 2 LE PRIME NORME GEOTECNICHE IN ITALIA

L'insegnamento universitario e l'Associazione Geotecnica Italiana hanno prodotto effetti anche nei riguardi della sensibilizzazione delle Istituzioni pubbliche affinché il nostro Paese si dotasse di una normativa geotecnica.

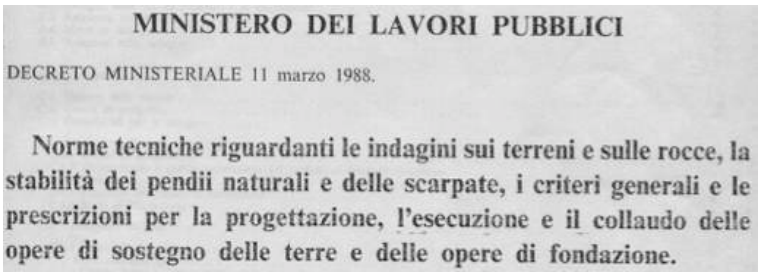
Negli anni '60 è stato emanato il primo documento normativo, anche sotto la spinta emotiva del disastro del Vajont, in forma di Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici[1].

Nel 1974 è stata emanata l'importante Legge n. 64 riguardante *Provvedimenti per le costruzioni in zone sismiche* che, all'art.1, indica i soggetti preposti alla redazione delle norme tecniche e gli argomenti che devono essere trattati. Tra questi ultimi, al punto c), si legge:

> *Indagini sui terreni e sulle rocce, stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;*

Dopo pochi anni, nel 1981, è venuta alla luce la prima norma geotecnica italiana, in forma di un Decreto ministeriale recante lo stesso titolo del punto appena richiamato. Ci si potrebbe interrogare intorno al perché di un titolo così ridondante, ma la risposta non sarebbe edificante. Evidentemente, il tempo per utilizzare ufficialmente il termine "geotecnica" non era ancora arrivato...

Nel 1988 è ucita la seconda edizione delle stesse norme, ancora in forma di Decreto ministeriale e sempre con lo stesso titolo.



MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

DECRETO MINISTERIALE 11 marzo 1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Figura 3: Le Norme tecniche del 1988.

Le norme del 1981 e del 1988 riflettevano lo stato della diffusione geotecnica in Italia e avevano un carattere volutamente generale (molti colleghi strutturisti lo hanno giudicato eccessivamente generico e questa è la riprova della loro affezione a una norma prescrittiva).

[1] Circolare n.3797 del 1967 - *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle opere di fondazione.*

Avevano tuttavia fissato i criteri generali per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, indicando anche i valori minimi dei coefficienti di sicurezza per le verifiche più importanti.

Il ventennio successivo ha visto il succedersi alquanto tumultuoso di testi normativi, all'interno e all'esterno dei luoghi previsti dalla legge n. 64, ma su questo non vale la pena di soffermarsi più di tanto, se non per ricordare che nei primi anni 2000, in una situazione finalmente normalizzata, è stato dato un nuovo impulso alla predisposizione di norme tecniche per le costruzioni, impulso dettato dall'intenzione, già manifestata in diversi ambienti universitari, di allineare la normativa nazionale all'impostazione concettuale degli eurocodici. È iniziato quindi un nuovo e intenso lavoro che ha portato alla emanazione, nel 2008, delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08).

Le NTC08 hanno segnato un passo epocale nell'impostazione di una norma tecnica nel nostro Paese, con l'introduzione formale degli stati limite e dei coefficienti di sicurezza parziali, con un approccio semiprobabilistico alla loro definizione quantitativa.

L'assimilazione della nuova normativa è stata lenta e probabilmente non ancora conclusa, testimoniando come, per la prima volta, almeno in ambito nazionale, una norma raccogliesse conoscenze tecniche certamente mature nel mondo scientifico ma, altrettanto certamente, molto poco o per nulla diffuse in ambito professionale. È anche questo il motivo per il quale l'aggiornamento delle norme del 2008 è arrivata solo ora, esattamente dieci anni dopo, con l'emanazione delle NTC18.

# 3 DAI COEFFICIENTI DI SICUREZZA GLOBALI AI COEFFICIENTI PARZIALI E LE NTC08

Il passaggio dai coefficienti di sicurezza globali, che improntavano il DM del 1988, ai coefficienti di sicurezza parziali costituisce un nodo veramente concettuale nelle applicazioni geotecniche perché nelle opere e nei sistemi geotecnici il ruolo preminente è giocato dal terreno, sia come origine delle azioni sia come elemento resistente. Questa duplicità di ruoli richiede particolare attenzione nella definizione della sicurezza e dei suoi margini.

Fino alle NTC08, la sicurezza, che è l'obiettivo principale che una norma tecnica deve perseguire, costituiva il passaggio finale di una serie di accertamenti e di valutazioni quantitative che conducevano alla più realistica valutazione dei valori massimi delle azioni e della resistenza minima offerta dal sistema terreno-struttura. Solo a questo punto si era in grado di valutare di quanto la resistenza fosse maggiore delle azioni e se il margine di sicurezza così ottenuto fosse compatibile con le prescrizioni normative.

È bene ricordare che con questo approccio, la valutazione delle caratteristiche di resistenza del terreno prescinde dal valore del margine di sicurezza da raggiungere e dipende dall'approssimazione dello schema di calcolo e della valutazione delle azioni, dalla qualità delle indagini, dalla capacità di interpretare i risultati delle prove, dalla qualità del modello geotecnico di sottosuolo e dall'affidabilità degli strumenti di analisi. Il tutto sotto il controllo del progettista.

Fissando l'attenzione su parametri geotecnici, il progettista aveva il compito di valutarne al meglio i valori rappresentativi, nell'ambito di un criterio di cautela connaturato con la variabilità di tutti i materiali naturali, sulla base delle proprie conoscenze e della propria sensibilità. Queste abilità professionali si acquisiscono nel tempo e spesso, prima ancora delle analisi, permettevano al progettista di farsi un'idea, almeno in prima approssimazione, della risposta dei terreni alle azioni esterne.

La situazione si è modificata radicalmente con l'introduzione dei coefficienti di sicurezza parziali, soprattutto perché i loro valori numerici si introducono prima dello svolgimento delle analisi, sicché queste sono svolte con valori delle azioni e dei parametri materiali che

Tabella 1: Amplificazione e riduzione dei valori caratteristici nei diversi approcci progettuali.

| Approccio progettuale | AZIONI | PARAMETRI GEOTECNICI. | RESISTENZE |
|---|---|---|---|
| $DA1$ - $C1$ | Amplificate | Inalterati | Inalterate |
| $DA1$ - $C2$ | Parzialmente ampl. | Ridotti | Ridotte |
| $DA2$ | Amplificate | Inalterati | Ridotte |

differiscono in generale dai valori rappresentativi e che possono limitare la sensibilità del progettista nel corso delle valutazioni quantitative. Se a questo si aggiunge la mole di verifiche da svolgere in relazione ai diversi stati limite e all'insieme delle combinazioni di carico, si comprende come le analisi progettuali siano sempre di più affidate a mezzi calcolo automatico e a codici spesso trasparenti per il progettista, che deve pian piano formarsi una nuova e diversa sensibilità. A ciò si deve aggiungere anche che le NTC08 prevedevano, così come gli Eurocodici, la scelta di un approccio progettuale, tra i diversi disponibili, e che nel corso della loro predisposizione, pur prendendo atto che l'Approccio progettuale 1 (*Design Approach 1* - DA1) fosse il più sperimentato e affidabile per la sua flessibilità, si decise di consentire anche il riferimento all'Approccio progettuale 2 (DA2) per la progettazione geotecnica poiché questo approccio non attribuisce coefficienti parziali di sicurezza ai parametri geotecnici, preservando così l'abitudine dei progettisti a lavorare con i loro valori caratteristici [2]. Si comprende come la possibilità di riferirsi a due diversi approcci progettuali, offerta certamente "a fin di bene", richiedesse però al progettista un'ulteriore decisione.

Come si desume dalla Tabella 1, oltre a richiedere i valori caratteristici dei parametri geotecnici, il DA2 si avvicina, di fatto, al precedente modo di valutare la sicurezza poiché il prodotto del valore dell'incremento delle azioni per il valore della riduzione delle resistenze corrisponde al valore del coeffciente di sicurezza globale delle norme del 1988. Non a caso, nell'esperienza maturata negli anni d'impiego delle NTC08, le verifiche, quando possibile, sono state prevalentemente effettuate con riferimento a questo approccio progettuale che offre inoltre il non trascurabile vantaggio pratico di impiegare un'unica combinazione di coefficienti parziali di sicurezza. Anche questa circostanza, come si vedrà tra breve, è all'origine della scelta effettuata nelle NTC18 di adottare il solo DA2 nella maggior parte delle verifiche.

Prima di addentrarsi nella descrizione delle NTC18, con particolare riguardo alle parti che costituiscono un aggiornamento delle NTC precedenti, è opportuno motivare le ragioni per le quali in alcuni casi è stato mantenuto il riferimento all'Approccio progettuale 1 (DA1) nelle norme attuali. Occorre innanzitutto ricordare che l'Approccio progettuale 1 è stato il primo ad essere implementato negli Eurocodici prima che venisse impostato l'Eurocodice 7 (*Geotechnical Design*) e che questo approccio prevedeva un'unica combinazione di coefficienti parziali di sicurezza. Sono stati proprio i primi estensori dell'EC7 a rendersi conto delle complicazioni, talvolta concettualmente insuperabili, connesse con l'attribuzione di valori diversi del coefficienti di sicurezza parziale da applicare alle azioni in dipendenza del loro carattere favorevole o sfavorevole. Questa distinzione, del tutto logica nelle verifiche strutturali, cade in difetto quando è il peso proprio del terreno a costituire l'azione principale, come accade ad esempio per le opere di materiali sciolti e i fronti di scavo, poiché non è sempre possibile distinguere a priori se esso giochi un ruolo favorevole o sfavorevole nei riguardi dello stato

[2] Le NTC e l'EC1997 (*Geotechnical design*) attribuiscono ai valori caratterstici dei parametri geotecnici il significato di scelta ragionata e cautelativa dei parametri, riferita agli stati limite interessati, che nella precedente normativa era assegnato ai valori rappresentativi degli stessi parametri.

limite considerato.

Questa situazione di *impasse* è stata superata definendo una seconda combinazione di coefficienti di sicurezza parziali (DA1-C2) che riguarda essenzialmente quelle verifiche geotecniche che, per un prefissato stato limite ultimo, prevedano la possibilità che si formi un meccanismo di collasso nel terreno. Con questa combinazione di coefficienti, le azioni permanenti sono impiegate sempre con il loro valore caratteristico mentre e il margine di sicurezza è introdotto tramite coefficienti di sicurezza parziali che riducono i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle resistenze.

Seguendo il DA1, le verifiche effettuate con la combinazione C2 sono generalmente più severe nei riguardi del dimensionamento geometrico di un'opera e, per questo motivo, sono normalmente anteposte alle verifiche effettuate impiegando la combinazione C1.

L'Approccio progettuale 1, con le due combinazioni di coefficienti di sicurezza parziali, è stato sviluppato per primo e più a fondo, rivelandosi il più flessibile degli approcci progettuali. Per questo motivo, nelle NTC è fatto obbligo di riferirsi a questo approccio progettuale nelle verifiche di opere e sistemi geotecnici non considerati nelle norme o per i quali non sia esplicitamente indicato il riferimento all'AD2.

# 4 CONSIDERAZIONI INTORNO AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER I SISTEMI GEOTECNICI

Per molte opere geotecniche, quali le fondazioni, le opere di sostegno e le gallerie, è il complesso terreno-struttura a raggiungere le condizioni di collasso in una verifica SLU.Il collasso può riguardare sia il terreno sia la struttura e perciò occorre prendere in considerazione entrambi i tipi di stato limite.

Per il terreno, una condizione di collasso implica la formazione di un meccanismo mentre per le strutture si assume normalmente che il raggiungimento di uno stato limite ultimo possa essere attinto quando si raggiungano le condizioni di plasticizzazione in una o più sezioni, senza che ciò comporti necessariamente la formazione di un meccanismo.

Di questa circostanza si deve tener conto nelle verifiche strutturali perché nelle strutture a contatto con il terreno le sollecitazioni, prima della formazione di un meccanismo di collasso, possono essere calcolate solo con un'analisi di interazione terreno-struttura. Un'analisi di questo tipo richiede l'impiego delle caratteristiche di rigidezza di entrambi i componenti, oltre alle caratteristiche di resistenza del terreno e, ad esempio, ai momenti di plasticizzazione della struttura. Orbene, un'analisi siffatta non può che essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle proprietà dei materiali. Inoltre, poiché la distribuzione delle pressioni di contatto tra terreno e struttura dipende dalla rigidezza relativa dei due componenti e poiché le pressioni di contatto possono modificarsi se si assume che la rigidezza del terreno possa variare con il livello tensionale e deformativo, anche le azioni devono essere introdotte nell'analisi con i loro valore caratteristico. Per introdurre il margine di sicurezza ci si referisce pertanto all'effetto delle azioni, fattorizzando le sollecitazioni flettenti e di taglio, ad esempio, tramite i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni.

In linea di principio le verifiche di queste opere potrebbero essere svolte anche riferendosi all'Approccio progettuale 2. Le verifiche strutturali, infatti, rimarrebbero inalterate poiché anche con questo approccio progettuale il coefficiente $\gamma_{R2}$ è assunto unitario per tali verifiche. Un problema di tipo concettuale sorge però per le verifiche geotecniche svolte con questo approccio, verifiche che, per quanto già osservato commentando il DA1-C2, risultano normalmente più severe nei riguardi delle dimensioni dell'opera. È possibile inoltre mostrare come la fattorizzazione delle azioni, prevista dal DA2, non sia sufficientemente generale o, talvolta, di

fatto inapplicabile (Callisto, 2010)[3] e che pertando è molto più affidabile affidare le verifiche geotecniche al DA1-C2, adottando questo Approccio progettuale nel suo complesso.

Oltre al motivo richiamato innanzi, nell'aggiornamento delle norme il riferimento al DA1 è stato mantenuto anche per quei sistemi nei quali le verifiche strutturali richiedano un'analisi d'interazione terreno-struttura. A questo riguardo, al punto 6.2.4.1.3. "Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura", le NTC18 prescrivono che:

> *Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.*

## 4.1 Un esempio applicativo

Un esempio applicativo può aiutare a comprendere meglio le considerazioni innanzi esposte. Le verifiche di una semplice paratia con un vincolo in testa permettono di evidenziare le ragioni della necessità dell'impiego dell'approccio progettuale DA1.

Tutti i metodi di calcolo delle paratie comportano un'analisi d'interazione tra la struttura e il terreno con essa a contatto. Nel più semplice approccio allo studio di questo problema (metodo dell'equilibrio limite) si assume che la paratia sia infinitamente rigida e che il terreno raggiunga una condizione di collasso generalizzato per effetto della rotazione della paratia intorno al punto di azione del vincolo in testa (Figura 4). In questa condizione si ipotizza che gli spostamenti della paratia nella sua rotazione siano tali da far raggiungere al terreno uno stato di equilibrio limite attivo a monte della struttura e di equilibrio limite passivo a valle. Questo è il più semplice schema d'interazione, nel quale la distribuzione delle tensioni agenti sulla struttura dipendono solo dalle caratteristiche di resistenza del terreno.

Questo stesso problema può essere studiato impiegando metodi numerici, FEM e FDM ad esempio, o metodi basati sul modello di Winkler (i cosiddetti *metodi a molle*). Con questi metodi, nelle analisi entrano in gioco le caratteristiche di rigidezza sia del terreno sia della paratia.

Per rendere più semplici e chiare le procedure di verifica agli SLU per questo esempio, conviene riferirsi al primo e più semplice dei metodi appena richiamati, basato sull'equilibrio

[3]Callisto, 2010. A factored strength approach for the limit states design of geotechnical structures. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 47, N. 9, pages 1011-1023, NRC Research Press.

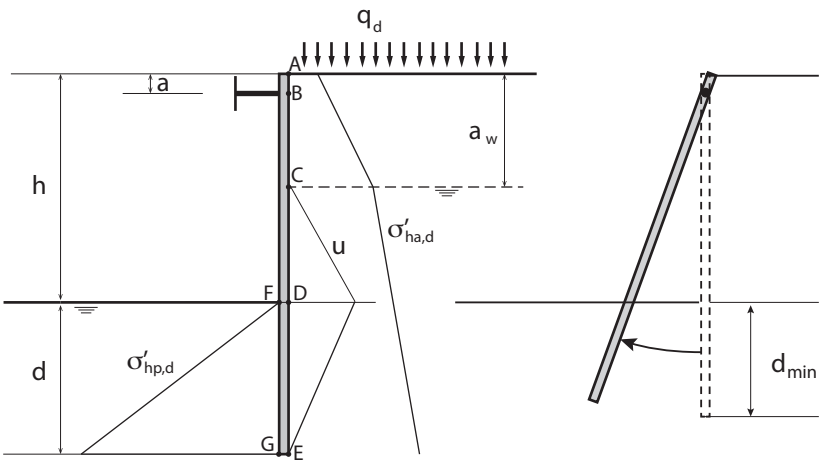



Figura 4: Schema di paratia con un vincolo in testa.

limite del terreno. Fissata la geometria della paratia (la profondità $d$ sotto il piano di scavo scaturisce spesso da considerazioni stratigrafiche o idrauliche), la prima verifica, di tipo geotecnico, consiste nel determinare il valore $d_{min}$ che corrisponde alla condizione di equilibrio alla rotazione intorno al punto di applicazione del vincolo in testa, avendo assunto a monte e a valle della paratia una distribuzione di tensioni in condizione di equilibrio limite attivo e passivo, rispettivamente. La verifica è soddisfatta se $d_{min}$ risulta minore o uguale a $d$.

In questa verifica, il risultato più cautelativo, come si è detto, si ottiene generalmente impiegando la combinazione C2 dell'approccio progettuale DA1 dei coefficienti parziali di sicurezza, riducendo cioè i valori dei parametri di resistenza. Per la verifica strutturale, confermate le dimensioni della paratia se $d_{min}$ è minore o uguale a $d$ o, altrimenti, ponendo $d = d_{min}$, la distribuzione delle tensioni agenti sulla paratia è determinata imponendo la stessa condizione di equilibrio alla rotazione intorno al punto di applicazione del vincolo in testa, assumendo che a monte sia comunque mobilitata tutta la spinta attiva e che a valle agisca la frazione di resistenza passiva necessaria per mantenere l'equilibrio alla rotazione. Con riferimento a questa condizione di equilibrio, sono quindi determinate le distribuzioni lungo la paratia dei momenti flettenti e dei tagli. Trattandosi, per quanto già anticipato, di un'analisi d'interazione, nei calcoli si devono impiegare i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Il margine di sicurezza nella verifica strutturale si introduce moltiplicando le sollecitazioni ottenute dal calcolo (momenti, tagli e forza dell'ancoraggio) per il valore del coefficiente di sicurezza parziale sulle azioni. In questa verifica, i risultati più cautelativi si ottengono generalmente impiegando la combinazione C1 dell'approccio progettuale DA1.

Se per le analisi si adottano metodi numerici, il filo logico da seguire nelle verifiche è lo stesso, salvo introdurre nel calcolo anche le caratteristiche di rigidezza del terreno e della struttura, oltre alla resistenza della paratia, in forma, ad esempio, di momento di plasticizzazione della sezione. Dovendo introdurre nell'analisi anche le rigidezze, che non possono essere fattorizzate e che in molti tipi di analisi dipendono dai valori dei parametri di resistenza, si comprende bene perché debbano essere adottati valori caratteristici dei parametri di resistenza. In queste analisi, la verifica geotecnica si effettua dopo aver simulato tutte le fasi di scavo, introducendo poi il margine di sicurezza mediante la procedura automatizzata di riduzione progressiva dei valori dei parametri di resistenza, disponibile in molti codici di calcolo, fino al raggiungimento di una condizione di collasso. La verifica è soddisfatta se il valore finale del fattore di riduzione dei parametri di resistenza risulta maggiore o uguale al valore del coefficiente di sicurezza parziale sui parametri di resistenza. Le verifiche strutturali si effettuano, partendo dall'analisi già svolta fino al completamento delle fasi di scavo, moltiplicando i valori così ottenuti delle sollecitazioni (tagli, momenti, ecc.) per i coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni. Tutti gli aspetti finora esaminati sono trattati in maggior dettaglio nella circolare applicativa delle NTC18.

A conclusione di questa breve disamina, utile tuttavia per comprendere le relazioni tra la norma e i modelli e metodi di analisi per le opere geotecniche nelle quali si attivi un processo d'interazione terreno-struttura, è opportuna una breve digressione che, attraverso uno studio parametrico delle analisi di una paratia con un vincolo in testa, permette di valutare l'efficacia delle combinazioni C1 e C2 nelle diverse verifiche $SLU$, oltre all'influenza degli altri fattori in gioco.

### 4.1.1 Efficacia delle combinazioni di coefficienti di sicurezza parziali C1 e C2 nelle verifiche SLU di una paratia vincolata in testa.

Per valutare l'influenza delle combinazioni C1 e C2 si è presa a riferimento una paratia di lunghezza complessiva prefissata, pari a 10 m, con un vincolo rigido a 0.5 m dalla testa, e di lunghezza pari a 6 m sotto il piano di scavo. A monte della paratia agisce un sovraccarico

permanente, uniformemente distribuito, di 10 $kN/m^2$. La paratia è realizzata in un terreno a grana grossa asciutto e omogeneo, con un valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio pari a 34°. Nelle analisi in cui era richiesto, si è adottato un rapporto di scabrezza parete-terreno $\delta = 0.7$. La rigidezza del terreno è stata assunta variabile con legge

$$E' = E'_0 \left( \frac{p'}{p'_0} \right) \tag{1}$$

con $E'_0 = 43\ MN/m^2$ e $p'_0 = 100kN/m^2$. Mantenendo invariate tutte le caratteristiche innanzi indicate della paratia e del terreno, è stato effettuato uno studio parametrico nel quale alla paratia sono stati assegnati valori della rigidezza pari a $4.7 \cdot 10^4$ e $4.3 \cdot 10^6$ kNm, tipici di un palancolato metallico e di una paratia di c.a., rispettivamente, e pari a $4.3 \cdot 10^7$ kNm per simulare una paratia infinitamente rigida. Per indagare anche intorno all'influenza del metodo di calcolo sui risultati raggiunti, le analisi sono state svolte sia con il metodo dell'equilibrio limite (e distribuzione bilineare delle tensioni a valle), sia con il FEM (Plaxis, Hardening Soil), sia con il metodo a molle elasto-plastiche. Nel seguito, per brevità, sono discussi gli andamenti del momento flettente massimo, in quanto le forze nel vincolo in testa hanno un andamento del tutto analogo. Sono stati inoltre discussi gli andamenti del rapporto

$$R_{kd} = \frac{\gamma_{G_1} M_{max,k}}{M_{max,d}}, \tag{2}$$

dove $M_{max,k}$ e $M_{max,d}$ sono i valori massimi dei momenti flettenti calcolati con i valori caratteristici e con i valori di progetto dei parametri di resistenza, rispettivamente, e $\gamma_{G1}$ = 1.3 è il coefficiente di sicurezza parziale per le azioni permanenti. I risultati dello studio parametrico sono sintetizzati nelle Figure 5 e 6.

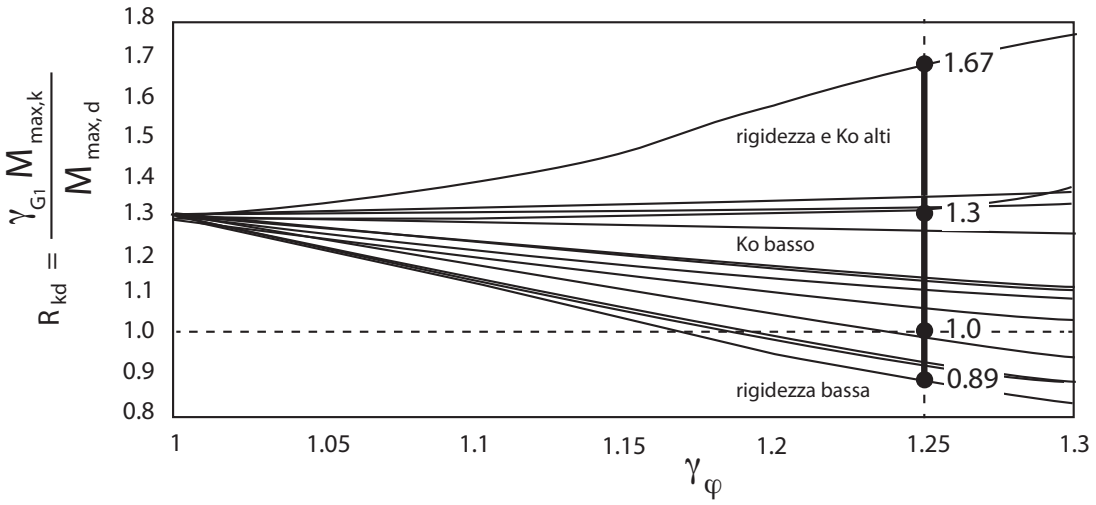



Figura 5: Variazione del fattore $R_{kd}$ con l'angolo di resistenza al taglio.

I risultati di Figura 5 offrono un supporto quantitativo all'assunto normativo, innanzi richiamato, che per le verifiche strutturali la combinazione C1 dei coefficienti di sicurezza parziali è generalmente più cautelativa e quindi più appropriata della combinazione C2.

La famiglia di curve riportate in figura mostra la variazione del rapporto $R_{kd}$ al crescere del coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_\varphi$ (cioè al diminuire dell'angolo di resistenza al taglio). L'intersezione di tutte le curve con la retta $\gamma_\varphi$=1.25, corrispondente alla prescrizione normativa, evidenzia come nella maggior parte dei casi i valori del momento flettente massimo, ottenuti con la combinazione C1, sia maggiore dei valori ottenuti con la combinazione C2. Solo per una

piccola percentuale di curve, relative a paratie deformabili e a bassi valori del coefficiente di spinta in quiete, il rapporto $R_{kd}$ ottenuto per $\gamma_\varphi$=1.25 è risultato in media prossimo all'unità con scarti del $\pm 10\%$.

Anche se non specificamente riferite alle finalità di questa nota, sono di un certo interesse le considerazioni che seguono, anch'esse derivate dall'osservazione dei risultati dello studio parametrico. La Figura 6 mostra gli andamenti del momento flettente massimo in funzione di $\gamma_\varphi$. Oltre che per i metodi di calcolo, le curve si differenziano per i valori della rigidezza e delle tensioni iniziali ($K_0$) che descrivono lo studio parametrico.

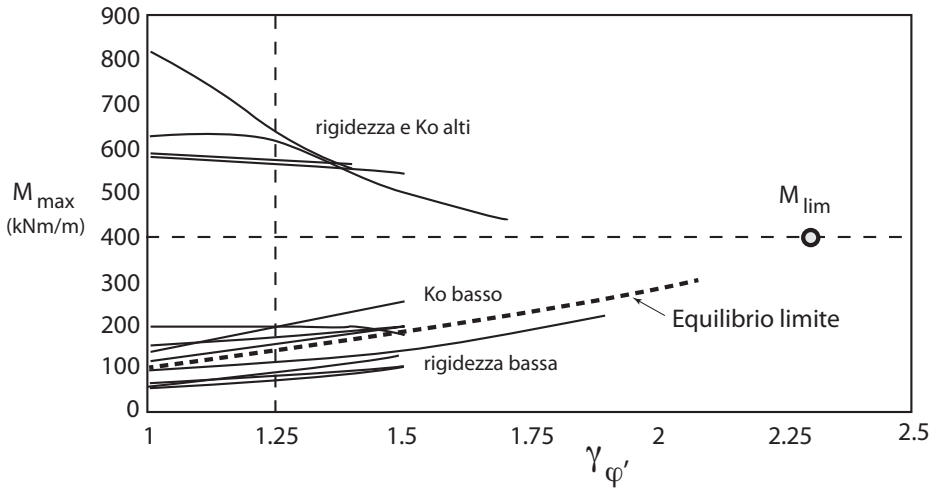



Figura 6: Variazione del momento massimo con l'angolo di resistenza al taglio.

Si osserva immediatamente che, quale che sia l'analisi svolta, tutti i valori del momento flettente massimo convergono verso un valore limite costante pari a circa 400 kNm, attinto per $\gamma_\varphi \simeq 2.25$, corrispondente a un angolo di resistenza al taglio $\varphi'$ di circa 17°. Osservando poi l'insieme delle curve riportate nella stessa figura, si rileva immediatamente l'influenza, davvero rilevante, che assume lo stato tensionale iniziale, rappresentato nelle analisi dal coefficiente di spinta in quiete. Per i valori più bassi di $K_0$, i momenti flettenti massimi assumono un andamento progressivamente crescente al crescere di $\gamma_\varphi$ e, nell'ambito del gruppo di curve con questo andamento, i valori più elevati corrispondono alle paratie di maggiore rigidezza. Un andamento opposto contraddistingue le curve ottenute con i valori più elevati della rigidezza: in questi casi, i valori del momento flettente massimo mostrano un andamento decrescente al crescere $\gamma_\varphi$ . Un'ultima considerazione può essere svolta, osservando che il valore assunto dal momento flettente per $\varphi' \simeq 2.25$ è uguale in tutte le analisi svolte in questo studio parametrico e che dipende dunque solo dai fattori comuni, quali le dimensioni della paratia, la profondità di scavo, il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno e il sovraccarico.

Non sfugge allora l'analogia tra l'insieme delle curve e le curve sforzi-deformazioni in prove di rottura del terreno, le quali tendono in modo diverso allo stato critico, in ragione dell'addensamento o del grado di sovraconsolidazione iniziali.

Dall'osservazione di tutte le curve si trae infine anche la conclusione che le analisi svolte impiegando il metodo dell'equilibrio limite possono sottostimare considerevolmente le sollecitazioni flettenti (e di taglio) nel caso di paratie in terreni molto addensati o fortemente sovraconsolidati.

Tabella 2: Confronto tra gli approcci progettuali nelle NTC08 e NTC18.

| OPERE O INTERVENTI | NTC08 | NTC18 |
|---|---|---|
| Pendii naturali | Valori caratteristici | Valori caratteristici |
| Fronti di scavo | | |
| Scarpate | DA1-C2 | DA1-C2 |
| Stabilità gòobale delle opere | | |
| Fondazioni superficiali | DA1 o DA2 | DA2 |
| Fondazioni su pali | DA1 o DA2 | DA2 |
| Fondazioni miste | DA2 | DA2 |
| Muri di sostegno | DA1 o DA2 | DA2 |
| Paratie | DA1 | DA1 |
| Gallerie | - | DA1 |

# 5 L'AGGIORNAMENTO DELLE NTC08: LE NTC18

Per gli aspetti geotecnici, la scelta principale nella redazione delle nuove norme, come già anticipato e come è sintetizzato nella Tabella 2, è stata l'eliminazione della scelta tra due approcci progettuali, prevista per alcune opere dalle NTC08, e la più esplicita giustificazione dell'approccio DA1 nelle verifiche SLU. Questa scelta ha riguardato anche le verifiche nella progettazione in presenza di azioni sismiche.

Nel seguito di questo paragrafo sono richiamate sinteticamente le modifiche apportate nelle NTC18, di maggiore o minore rilevanza, giustificando, quando necessario, i motivi delle scelte.

**Verifiche al sifonamento**

Nelle NTC08, la verifica al sifonamento si effettuava verificando che il valore instabilizzante di progetto della pressione interstiziale, $u_{inst,d}$, fosse non superiore al valore stabilizzante di progetto della tensione totale, $\sigma_{stab,d}$, nello stesso punto.

Nelle NTC18, la verifica al sifonamento si effettua in modo più articolato in relazione alla direzione del flusso. Nel caso di flusso prevalentemente verticale, se la frontiera di efflusso è libera si deve controllare che sussista la condizione

$$i \leq \frac{i_{crit}}{\gamma_R},$$

assumendo, per il gradiente idraulico $i$, i valori seguenti di $\gamma_R$:

| $i$ | $\gamma_R$ |
|---|---|
| $i_{efflusso}$ | 2 |
| $i_{medio}$ | 3 |

Se è presente un carico sulla frontiera di efflusso, deve sussistere la condizione

$$u - u_{idrost.} \leq \frac{\sigma - u_{idrost.}}{\gamma_R},$$

con $\gamma_R = 2$, tra la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica e la tensione verticale efficace in assenza di filtrazione.

In tutti gli altri casi,

> *Il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.*

Le NTC18, infine, prescrivono il rispetto delle Norme tecniche per la progettazine e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) di cui al DM 26.06.2014, ove applicabili.

**Verifiche di stabilità dei pendii naturali in presenza di nuove opere**

Un'utile indicazione, riguardante i pendii naturali interessati da nuove costruzioni, è riportata nel paragrafo riguardante gli interventi di stabilizzazione nella Circolare applicativa delle NTC18. Nel progetto di nuove costruzioni da realizzare su un pendio, può sorgere qualche incertezza intorno alla relazione che sussiste tra la verifica geotecnica globale, riferita alla costruzione e da eseguire con il DA1-C2, e le verifiche di sicurezza del pendio, da svolgere *ante* e *post operam*.

La Circolare chiarisce questo punto come segue:

> *Se un pendio è interessato da una nuova costruzione, il progettista deve verificare la stabilità del pendio prima della realizzazione dell'opera, quantificandone il coefficiente di sicurezza nelle condizioni più critiche. Se in queste condizioni il valore del coefficiente di sicurezza è giudicato adeguato alla nuova costruzione si procede alle verifiche dell'opera, valutandone anche la stabilità globale secondo quanto prescritto nel §6.8.2. Il progettista deve poi rianalizzare la stabilità del pendio tenendo conto della presenza della nuova costruzione e controllando che il valore del coefficiente di sicurezza non risulti inferiore al valore ottenuto con l'analisi effettuata prima della costruzione dell'opera. In caso contrario, è necessario predisporre interventi di stabilizzazione del pendio per riportarne il margine di sicurezza finale almeno pari a quello precedente la realizzazione della nuova opera.*

**Verifica al ribaltamento dei muri di sostegno**

Nelle NTC08, le verifiche al ribaltamento vedevano il muro di sostegno come un corpo rigido del quale erano considerate le condizioni di equilibrio (EQU), adottando valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le azioni riferiti specificamente a questo tipo di stato limite ultimo, oltre ai coefficienti del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Nelle NTC18, invece, per quest'opera non si considera lo stato limite di equilibrio di un corpo rigido e la verifica al ribaltamento si effettua nell'ambito del DA2, applicando un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_R = 1.15$ agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Questa scelta è stata effettuata per evitare che per un muro di sostegno la verifica a ribaltamento richieda una determinazione della spinta differente da quella da utilizzare per le verifiche a scorrimento e a carico limite. Le verifiche EQU, ai fini geotecnici, sono limitate al ribaltamento di strutture fuori terra, quali ciminiere, cartelloni pubblicitari, torri, ecc., rispetto a una estremità della fondazione.

**Pali di fondazione e fondazioni miste**

Oltre alla prescrizione del solo Approccio progettuale DA2, le nuove norme non introducono sostanziali novità per queste opere. È comunque da evidenziare, nei riguardi delle prove di carico sui pali, la possibilità di riferirsi a specifiche normative di comprovata validità nel caso di fondazioni su pali che si trovino in condizioni ambientali particolarmente severe (ad esempio, strutture *off-shore* con elevato battente d'acqua).

In merito alle fondazioni miste, è stata ampliata e maggiormente dettagliata l'illustrazione delle verifiche SLU.

**Verifiche di sicurezza delle gallerie**

Nelle NTC18 sono descritte con un certo dettaglio, contrariamente alle NTC08, le analisi progettuali e le verifiche di sicurezza, con riferimento alle fasi di scavo, di costruzione e di esercizio.

Alla luce di quanto precedentemente anticipato, le verifiche SLU devono essere svolte con riferimento all'approccio progettuale DA1, con le due combinazioni, C1 e C2, dei coefficienti parziali di sicurezza, ponendo pari all'unità i coefficienti dei gruppi R1 e R2.

In considerazione della deformabilità delle strutture di rivestimento provvisorie e definitive, le verifiche SLU comportano analisi d'interazione terreno-struttura. che, ovviamente, richiedono l'impiego dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, introducendo il margine di sicurezza con l'amplificazione dell'effetto delle azioni mediante i coefficienti del gruppo A1.

Nello stesso paragrafo è richiamata l'attenzione nei riguardi di possibili stati limite idraulici di sollevamento (UPL) prodotti da spinte idrauliche al fronte e al contorno dello scavo, e di sifonamento (HYD) indotti dall'attraversamento di terreni interessati da elevati gradienti idraulici.

**Modello geometrico delle paratie**

Le NTC18 definiscono un modello geometrico di riferimento per quelle opere, quali i palancolati e le paratie, la cui funzione di sostgno sia affidata alla resistenza del terreno, allineandosi così all'Eurocodice EC7 e considerando un aspetto trascurato dalle NTC08.

Con riferimento a una paratia, può accadere che in fase costruttiva l'altezza di scavo possa eccedere il valore nominale a causa, per esempio, di un sovrascavo accidentale[4].
Per questo motivo, le NTC18 prescrivono che la quota di valle del terreno debba essere ridotta di una quantità pari al minore dei seguenti valori:
- 10% dell'altezza da sostenere, nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota tra il livello di vincolo inferiore e il fondo scavo, nel caso di opere vincolate;
- 0.5 m.

## 5.1 Progettazione geotecnica in presenza di azioni sismiche

Anche per quanto attiene alla progettazione geotecnica in presenza di azioni sismiche, l'aspetto più innovativo delle NTC18 rispetto alle norme precedenti riguarda la semplificazione nell'impiego degli approcci progettuali, seguendo le indicazioni fornite per la progettazione in campo statico. Un'ulteriore semplificazione, specifica per le azioni sismiche, riguarda i valori dei coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici, da porre sempre pari all'unità sicché nella progettazione si deve far riferimento ai valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici, introducendo solo i coefficienti $\gamma_R$, i cui valori sono indicati specificamente o da assumere, altrimenti, secondo quanto previsto per la progettazione in campo statico.

Prima di entrare nel merito degli aspetti più strettamente geotecnici, descritti nel §7.11 delle NTC18, è opportuno richiamare due argomenti, il primo riguardante la definizione e l'dentificazione dell'azione sismica, di cui al §3.2, e il secondo i requisiti strutturali degli elementi di fondazione (§7.2.5).

[4]Si deve ritenere che un sovrascavo previsto in progetto, per realizzare ad esempio una soletta di fondo, sia comunque considerato nel modello geometrico della paratia.

**Azione sismica**

In merito all'azione sismica, le nuove norme, così come nelle NTC08, definiscono l'azione sismica a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e in dipendenza dalle caratteristiche stratigrafiche e morfologiche locali. Gli effetti di queste ultime sull'azione sismica sono valutati mediante specifiche analisi oppure, con un approccio semplificato, tramite l'identificazione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica cui riferire il sito di costruzione. La prima si determina a partire da una classifica basata su ben definite condizioni stratigrafiche alle quali sono associati campi di variazione dei valori delle onde di taglio. La seconda si deduce dall'inclinazione della superficie topografica, limitatamente a creste o dorsali allungate di altezza maggiore di 30 m.

Le differenze principali tra le NTC18 e le norme precedenti consistono nella caratterizzazione dei terreni solo in termini di velocità delle onde di taglio e non più di resistenza penetrometrica ($N_{spt}$ e $c_u$), nonché nella migliore definizione della categoria $E$, fissando pari a 30 m la profondità limite del substrato (roccia o terreno molto rigido, con $v_s \geq 800$ m/s).

**Requisiti strutturali degli elementi di fondazione**

Riguardo ai requisiti strutturali degli elementi di fondazione, le nuove norme entrano con maggior dettaglio nella definizione dei requisiti degli elementi di fondazione. In particalare, sono meglio specificate le azioni in fondazione sia per la CD"A" sia per la CD"B", offrendo la possibiltà di scelta fra tre possibili situazioni che, per comodità del lettore, si riportano pressoché letteralmente:

> *- azioni derivanti dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando un comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);*
>
> *- azioni derivanti dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;*
>
> *- azioni trasferite dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificate da un coefficiente pari a 1,30 in CD"A" e 1,10 in CD"B";.*

Ribadendo che le strutture delle fondazioni superficieli debbano essere progettate assumendo un comportamento non dissipativo, come previsto del resto nelle precedenti norme, sono precisate le percentuali di armatura nelle platee e nelle travi di fondazione. Nei pali di fondazione si conferma la possibilità di raggiungerne la capacità e si prescrivono le lunghezze delle zone nelle quali possa manifestarsi questa eventualità, distinguendo tra i tratti in prossimità della testa dei pali e i tratti in cui la capacità sia raggiunta a maggiori profondità, in corrispondenza di forti contrasti di rigidezza del terreno. Nelle zone dissipative, ovviamente, le sezioni devono essere progettate per avere un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo. Sono inoltre precisate in dettaglio, nelle diverse situazioni, i valori minimi prescritti della percentuale di armatura longitudinale nelle zone dissipative e il passo delle staffe.

**Stabilità del territorio**

Entrando ora negli aspetti più strettamente geotecnici, in merito alla stabilità del territorio si deve osservare come nelle verifiche nei riguardi dei fenomeni di liquefazione sia stata eliminata la condizione di esclusione basata sul valore atteso della magnitudo, lasciando inalterate le altre condizioni.

Per le verifiche di stabilità dei pendii, è stato portato a 7 (prima era 5) il numero di accelerogrammi da impiegare nelle analisi con il metodo degli spostamenti o con metodi

avanzati di analisi dinamica, confermando l'esclusione degli accelerogrammi artificiali.

**Fronti di scavo, rilevati e muri di sostegno**

Il combinato disposto di un unico approccio progettuale (DA2) e dell'impiego dei valori caratteristici dei parametri geotecnici ha reso necessaria una rimodulazione del parametro $\beta$ che nelle verifiche pseudo-statiche quantifica la riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, dovuta alla capacità del sistema di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Alla nuova valutazione di $\beta$ si accompagna un'ulteriore semplificazione delle verifiche dei fronti di scavo e rilevati nonché dei muri di sostegno, per i quali sono ora previsti due soli valori del coefficiente di spostamento:

$\beta$=0.38 per le verifiche SLV,
$\beta$=0.47 per le verifiche SLD,

indipendentemente dal valore di $a_g$.

Per i fronti di scavo e i rilevati si impiega il coefficiente parziale di sicurezza

$\gamma_R$=1.2,

mentre per i muri di sostegno i coefficienti:

$\gamma_R$=1.2 carico limite,
$\gamma_R$=1.0 scorrimento,
$\gamma_R$=1.0 ribaltamento,
$\gamma_R$=1.2 resistenza del terreno a valle,

con l'avvertenza che per la verifica al ribaltamento il valore di $\beta$ sia incrementato del 50%.

**Fondazioni**

Per le verifiche SLV delle fondazioni superficiali i coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_R$ assumono i seguenti valori:

$\gamma_R$=2.3 (1.8) carico limite,
$\gamma_R$=1.1 scorrimento,
$\gamma_R$=1.2 resistenza laterale.

Il valore ridotto di $\gamma_R$ per la verifica a carico limite è ammesso se si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume significativo di terreno.

Per le verifiche SLD, a meno di specifiche analisi dinamiche che consentano di valutare gli spostamenti del sistema fondazione-terreno, è possibile impiegare le azioni corrispondenti a questo stato limite e i coefficienti $\gamma_R$ innanzi indicati.

Per i pali e le fondazioni miste, le NTC18 non hanno apportato sostanziali modifiche rispetto alla norma precedente per quanto riguarda le verifiche SLV, oltre all'obbligo di impiego del DA2 per i pali.

In analogia con quanto indicato per le fondazioni superficiali, la verifica SLD per i pali e le fondazioni miste può essere considerata soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti a questo stato limite e i coefficienti parziali di sicurezza prescritti in condizioni statiche (Tabella 6.4.II).

**Paratie**

Per quanto riguarda le paratie, nell'impiego di metodi pseudo-statici le NTC18 presentano un nuovo e più leggibile diagramma per la determinazione del coefficiente di spostamento $\beta$ i cui valori, è bene osservare, sono più elevati dei corrispondenti nelle NTC08, per tenere conto del valore unitario dei coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici da adottare, secondo le nuove norme, in presenza di azioni sismiche. Nella valutazione del coefficiente di deformabilità $\alpha$, è precisato il riferimento, per i sottosuoli di categoria E, alle

curve corrispondenti ai sottosuoli C o D, in relazione ai valori della velocità delle onde di taglio.

# 6 CONCLUSIONI

Non è facile trarre delle conclusioni al termine dell'illustrazione di una norma tecnica, se non riferendosi al contesto nel quale la norma deve operare.

Richiamando un concetto a me caro e già espresso nell'introduzione di questa nota, una normativa dovrebbe comprendere l'insieme delle regole la cui conoscenza sia consolidata e diffusa.

Una regola può essere considerata consolidata quando, terminato il necessario iter di controlli e verifiche, generalmente in ambito scientifico, venga poi rilasciata per l'uso pubblico, così come un farmaco.
Con riferimento alle regole tecniche per le costruzioni, non c'è alcun dubbio che le università italiane producano laureati con solide conoscenze, per rimanere nell'ambito dell'ingegneria civile, nei settori delle strutture, della geotecnica, delle opere idrauliche e delle infrastrutture. Si può affermare che, appena laureato, un giovane ingegnere civile abbia conoscenze in questi settori da potersi considerare consolidate, anche se ovviamente difetta l'esperienza.

Ci si deve chiedere, allora, per quanto tempo le conoscenze acquisite nel periodo di formazione universitaria siano utili nel corso della vita professionale e quali possano essere le conseguenze del progredire delle conoscenze sulla qualità della professione. Ecco dunque come l'attenzione si sposta inevitabilmente dal problema delle conoscenze consolidate al problema delle conoscenze diffuse. La soluzione di quest'ultimo problema si otterrebbe, a mio parere, solo se l'aggiornamento delle conoscenze e la sua diffusione fossero due aspetti inscindibili di un unico processo di avanzamento culturale.

Queste considerazioni, se sono vere in generale, sono ancora più vere se riferite al settore dell'ingegneria geotecnica, per le ragioni già richiamate nell'introduzione di questa nota.

Gli effetti dell'attività normativa degli ultimi venti anni nel nostro Paese sono stati illuminanti ed è opinione largamente condivisa che l'emanazione delle NTC08 abbia enormemente distanziato, nel mondo della professione, le conoscenze diffuse dalle conoscenze consolidate. I dieci anni successivi all'emanazione delle NTC08 sono certamente serviti a colmare progressivamente almeno parte di questa distanza e la stessa impostazione delle NTC18, che rappresentano un aggiornamento delle precedenti, contribuirà ad alimentare questa tendenza. Nessuno però mi leverà dalla testa che il prezzo pagato dal mondo professionale in questo periodo di tempo sia stato troppo alto.

Anche per questo motivo, ma non solo per questo, auspico che si riesca a innescare un processo virtuoso di rapporti tra il mondo accademico, le associazioni culturali, le Istituzioni pubbliche e il mondo professionale, che conduca a un percorso ordinato e coerente di educazione permanente e aggiornamento professionale.

# Site classification and site effects in the seismic norms: work in progress for the revision of Eurocode 8

Roberto Paolucci

# Site classification and site effects in the seismic norms: work in progress for the revision of Eurocode 8

Roberto Paolucci
*Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano, Italy*

## ABSTRACT

In this paper an overview of the proposed criteria for site categorization and calculation of site amplification factors is presented, according to the final draft submitted by the Project Team 1 (CEN/TC250/SC8, 2018), in charge of redrafting the Part 1 of Eurocode 8, as regards performance criteria, seismic actions and general approaches for seismic analysis. A synthesis of the main requirements is illustrated, together with the comparison of the proposed site amplification factors with those adopted in the present Eurocode 1 Part1, and with those resulting from available ground motion prediction models calibrated on European records. Simplified criteria to be adopted when a complete site information is missing are presented, together with the alternative use of a site categorization based on $f_0$ (fundamental frequency of the soil deposit) instead of $H_{800}$ (thickness of the soil deposit).

## 1. INTRODUCTION

As for the other structural Eurocodes, Eurocode 8 (EC8) is undergoing a major revision process that in the next years will progressively involve its different parts. Part 1 of EC8 is among the first ones that is being updated, as regards the seismic actions for design, seismic design criteria and methods of analysis.

One of the key and most debated problems for the seismic actions to be introduced into the norms is the definition of site amplification factors and its connection with classification of different soil types. The question is wide, and reflects the experiences and interests of different European regions with different prevailing site conditions, such as Scandinavia, where the dominance of thin soft clay layers may induce large amplification at high frequencies, or middle Europe, where at the opposite, geological conditions are dominated by thick soil sediments. The constrains are different: - the code should be simple and easy-to-use; - soil classification should be easily understandable by practicioners and directly related to well calibrated site amplification factors; - the classification should be quantitative and based on a limited number of parameters, possibly a single one; - in spite of its simplicity, the classification should be detailed enough to cover the variety of stratigraphic profile that may be present in whatever country of Europe; - the number of nationally determined parameters within the norms should be reduced, in order for the norm to be as widely as possible recognizable as a European norm; - there is a strong request that new norms do not involve an unnecessary increase of construction costs. As obvious, such requirements are very hard to be complied simultaneously, with satisfaction of all stakeholders.

The present EC8 approach, based on the definition of different site classes, each associated to different site amplification factors and corner periods and low vs high seismicity levels, was questioned in various countries, which in some instances, such as Italy, Spain, Germany, proposed independently evaluated site amplification factors and different classification

criteria with respect to the standard EC8 ones. The following issues are probably the most debated ones: - are additional parameters rather than $v_{s,30}$ alone needed to provide a more reliable soil classification, such as the fundamental frequency $f_0$ of the soil from microtremor measurements? – are available studies sufficient to associate to such additional parameters a reliable site amplification factor? – is it advisable to propose a continuous variation of site amplification factors as a function of $v_{s,30}$, in order to avoid strong jumps of seismic action when moving from one class to the other one? – are the present approaches to relate geotechnical parameters, such as results of SPT or CPT in situ tests, to site classification reliable enough? – what, if any, penalty to be prescribed if only a limited amount of information is available for site classification? – are the current site amplification factors suitable to account for non-linear soil response, or do they tend to overestimate site effects for large levels of input motion, and how to account in a simple way such non-linear effects? – in which conditions should site-specific response analyses be prescribed as mandatory?
And, last but not least, if and how results of microzonation studies can be explicitly included as a possible alternative approach for the definition of soil subdivision and site amplification factors for specific areas, in order to let the quantitative work made in the microzonation process be applicable in the seismic norms.
This paper summarizes the proposal on these topics submitted in the final draft by the Project Team 1 (CEN/TC250/SC8, 2018a), appointed by the Steering Committee SC8 to draft the revised Part 1 of Eurocode 8 (EC8), related to performance criteria, seismic actions and general approaches for seismic analysis. More details can be found in the background document to the PT1 draft (CEN/TC250/SC8, 2018b), made available for evaluation to the national standardization bodies..

## 2. SITE CATEGORIZATION

Within the general requirement of Eurocodes revision, i.e., ease-of-use and reduction of nationally determined parameters, the main objectives were set as follows:
a) to avoid the present ambiguities in the site categorization, especially as regards how the site category is associated to the soil deposit thickness;
b) to associate site categories to spectral site amplification factors, based on the results from recent research on European strong motion records, and that do not present strong jumps at the boundary between adjacent categories;
c) to present such factors in a homogeneous format, to be adopted both by low seismicity and high seismicity countries;
d) to allow site-specific ground response studies, whatever the ground type and the consequence class of the structure, providing reasonable limitations on the final results;

Definition of proxies for site categorization was probably the most debated issue, since, on one side, pursuing objective a) leads to increasing their number, but, on the other side, the ease-of-use requirement suggests to reduce it. Eventually, in order to provide a clear discrimination as a function of thickness of the soil deposits, a two proxies solution was adopted (see Table 1), i.e.

- $H_{800}$, the depth of the bedrock formation identified by values of shear wave velocity $v_s$ larger than 800 m/s,
- $v_{s,H}$, the equivalent value of the shear wave velocity of the superficial soil deposit, computed as the time-averaged weighted value:

$$v_{S,H} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \tag{1}$$

where $h_i$ and $v_i$ are the thickness and the shear-wave velocity of the *i*-th soil layer, *N* is the total number of soil layers from the ground surface down to the depth H, H = 30 m if $H_{800} \geq 30$ m (in this case $v_{s,H}$ coincides with $v_{s,30}$); H = $H_{800}$ if $H_{800} < 30$ m.

Table 1: Standard site categorization according to the EC8 draft (CEN/TC250/SC8, 2018a).

| | Ground class | stiff | medium | soft |
|---|---|---|---|---|
| Depth class | $v_{s,H}$ range / $H_{800}$ range | 800 m/s > $v_{s,H}$ ≥ 400 m/s | 400 m/s > $v_{s,H}$ ≥ 250 m/s | 250 m/s > $v_{s,H}$ ≥ 150 m/s |
| very shallow | $H_{800} \leq 5$ m | A | A | E |
| shallow | 5 m < $H_{800} \leq 30$ m | B | E | E |
| intermediate | 30 m < $H_{800} \leq 100$ m | B | C | D |
| deep | $H_{800} > 100$ m | B | F | F |

Several simplifications are allowed in case the $H_{800}$ and $v_{s,H}$ parameters are not available, as discussed in Section 4.

## 3. SITE AMPLIFICATION FACTORS

At variance with the present version of Eurocode 8 Part 1 (CEN, 2004), where seismic hazard is defined as a function of the single parameter $a_g$, i.e., the peak ground acceleration at ground category A, seismic hazard in the EC8 draft was defined based on the parameters $S_{\alpha,RP}$ and $S_{\beta,RP}$, corresponding, respectively, to the constant acceleration range of the horizontal 5% damped elastic response spectrum and to the T = 1 s vibration period, on the reference site category A and return period RP. This seismic hazard representation based on two parameter has the advantage to avoid the introduction of two fixed spectral shapes, as in the present EC8 with the discrimination of Type 1 (Ms>5.5) and Type 2 (Ms<5.5) spectra. Therefore, by the suitable variation of $S_{\alpha,ref}$ and $S_{\beta,ref}$ throughout the national territory, each country may define the elastic design spectral shape in order to fit more closely the local seismic hazard.
The $S_\alpha$ and $S_\beta$ values on site category other than A are defined as follows:

$$S_\alpha = F_T F_\alpha S_{\alpha,RP} \tag{2a}$$
$$S_\beta = F_T F_\beta S_{\beta,RP} \tag{2b}$$

where $F_T$ is the topography amplification factor, defined in Table 2, while $F_\alpha$ and $F_\beta$ are the short and intermediate period (T = 1s) site amplification factors, defined in Table 3, as a continous function of $v_{s,H}$ and H.

Table 2: Topography amplification factors for simple topographic irregularities

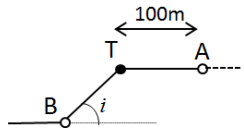
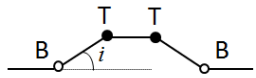
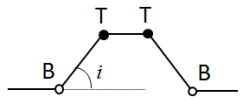
| Topography description | $F_T$ | Simplified sketch |
|---|---|---|
| Flat ground surface, slopes and isolated ridges with average slope angle $i$ < 15° or height < 30 m | 1,0 | |
| Slopes with average slope angle $i$ > 15° | 1,2 |  |
| Ridges with width at the top much smaller than at the base and average slope angle 15° < $i$ < 30° | 1,2 |  |
| Ridges with width at the top much smaller than at the base and average slope angle $i$ > 30° | 1,4 |  |
| NOTE Values in the second column refer to the top locations (point T in the simplified sketches). A linear decrease of $F_T$ is considered between point T and point B (base) and point A (located at 100 m distance from T), where $F_T$ = 1 applies. | | |

Table 3: Site amplification factors $F_\alpha$ and $F_\beta$ for the standard site categories of Table 1.

| Site category | $F_\alpha$ | | $F_\beta$ | |
|---|---|---|---|---|
| | $H_{800}$ and $v_{s,H}$ available | Default value | $H_{800}$ and $v_{s,H}$ available | Default value |
| A | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| B | $\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,25\eta_\alpha}$ | 1,20 | $\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,70\eta_\beta}$ | 1,60 |
| C | | 1,35 | | 2,25 |
| D | | 1,50 | | 3,20 |
| E | $\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,25\eta_\alpha\frac{H}{30}\left(4-\frac{H}{10}\right)}$ | 1,70 | $\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,70\eta_\beta\frac{H}{30}}$ | 3,0 |
| F | $0,90\cdot\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,25\eta_\alpha}$ | 1,35 | $1,25\cdot\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,70\eta_\beta}$ | 4,0 |
| | $\eta_\alpha = 1 - 2\cdot 10^3\frac{S_{\alpha,RP}}{v_{S,H}^2}$ ; $\eta_\beta = 1 - 2\cdot 10^3\frac{S_{\beta,RP}}{v_{S,H}^2}$ ($S_{\beta,RP}$ and $S_{\beta,RP}$ in $m/s^2$, $v_{s,H}$ in $m/s$) | | | |

In Table 3, the $r_\alpha$ and $r_\beta$ factors account for a non-linear reduction of the site amplification factors as a function of the intensity level.
Figure 1 provides a picture of the variability of $F_\alpha$ and $F_\beta$ with $v_{s,H}$ for various intensity levels and intermediate depth conditions, while a comprehensive comparison of the proposed site amplification factors with those of the present EC8 Part1 is given in the Annex.

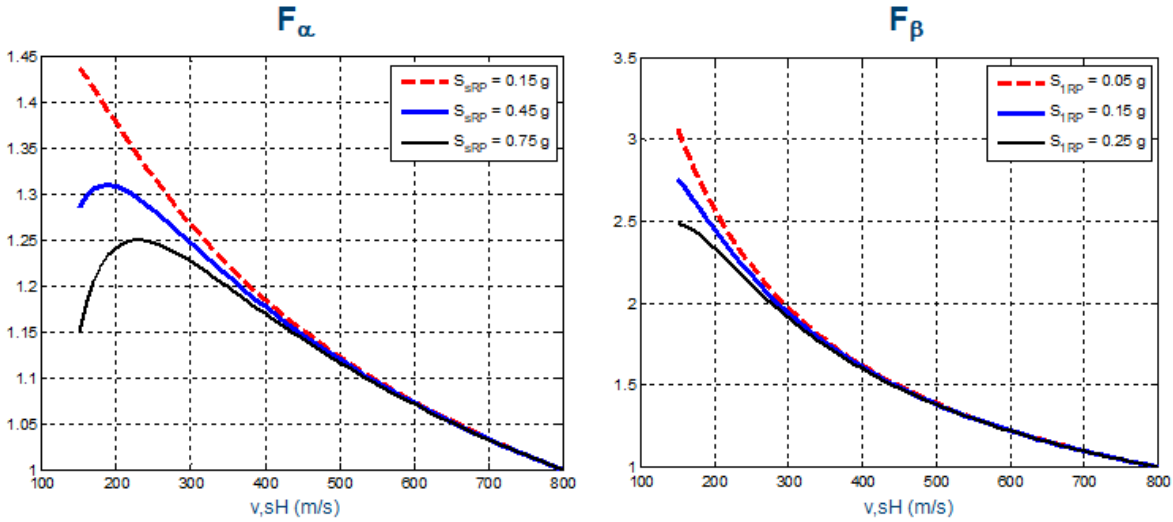



Figure 1: Site amplification factors $F_\alpha$ and $F_\beta$ for different values of the intensity level and intermediate depth conditions.

In Figure 2 a comparison is shown between (left side) the period-dependent site amplification functions with respect to site category A deduced from two recent GMPEs based on European records (Akkar et al., 2014; Bindi et al., 2014) and (right side) the ratio of elastic response spectra with respect to the ground type A, both from the existing EN 1998-1 (Type 1 and Type 2) and from the present proposal. Some comments are in order based on such comparison:

- the GMPEs do not distinguish shallow soil sites (category E), therefore the comparison should be considered for H > 30 m and take into account that results of GMPEs may be contaminated by such shallow soils;
- while the Bindi2014 equations explicitly disregards an intensity-dependence of site amplification factors, because of lack of evidence from strong motion records, Akkar2014 account for a moderate dependence on peak ground acceleration (PGA);
- the $r_\alpha$ and $r_\beta$ factors in Table 3 were calibrated in order for the resulting period dependent site amplification functions to approach results of GMPEs. As it can be seen by comparison of left and right columns of Figure 2 this is reasonably well established especially when considering the GMPE of Akkar2014;
- while there is an overall good agreement of site amplification functions for the high seismicity areas (Type 1 spectra of existing EN 1998-1), except for the case of $v_{s,30}$=200 m/s owing to the previously discussed limitations of the step-like variation of the existing EN 1998-1 factors, the site amplification functions for Type 2 spectra underestimate the long period amplification observed from strong motion records and made evident by the GMPEs.

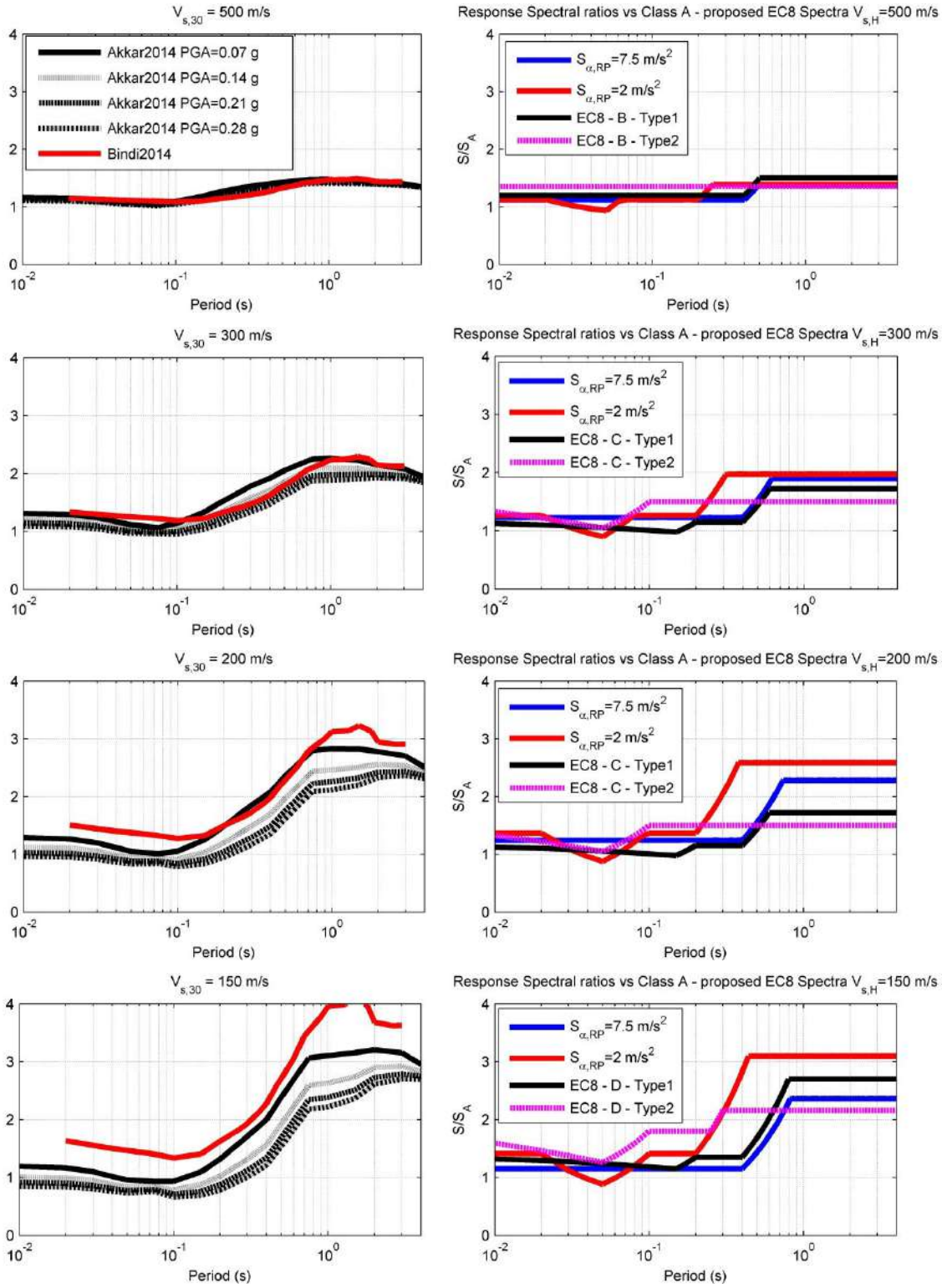



Figure 2. Left: Period dependent site amplification factors according to two recent GMPEs (Akkar et al., 2014; Bindi et al., 2014) for four values of $v_{s,30}$. Right: Ratio of elastic response spectra with respect to ground A type for EC8 (Type 1 and Type2) and according to this proposal (blue line: $S_\alpha$=7.5m/s$^2$, $S_\beta$=3.0m/s$^2$; red line: $S_\alpha$=2.0m/s$^2$, $S_\beta$=0.4m/s$^2$). From (CEN/TC250/SC8, 2018b).

## 4. SIMPLIFIED APPROCHES FOR SITE CATEGORIZATION

Annex A of the EC8 draft (CEN/TC250/SC8, 2018a) provides guidance for those situations where available information is not sufficient for a clear identification of the $H_{800}$ and $v_{s,H}$ parameters, as summarized in Table 4.

Table 4. Suggested actions for the simplified site categorization (CEN/TC250/SC8, 2018b).

| Case | | What to do |
|---|---|---|
| 1 | $v_s$ available in the first 30 m, but $H_{800}$ not available | Estimate the site category according to alternative approaches a), b) or c):<br>a) estimate depth class based on geological, geophysical or geotechnical information, including from microzonation maps;<br>b) if the fundamental frequency of the soil deposit $f_0$ is available, estimate site category according to Table 5;<br>c) if available information is not sufficient to discriminate between intermediate and deep soil deposits, the default selection should be the intermediate depth. |
| 2 | Direct measurements of $v_s$ not available, but geotechnical parameters available down to at least 30 m | a) estimate the $v_s$ profile from empirical correspondences of $v_i$ with geotechnical parameters (provided in the Annex A of the draft), or from other well established empirical correlations, with due account of uncertainties;<br>b) if $H_{800}$ not available, proceed as in Case 1, 3 or 4. |
| 3 | direct measurements of $v_s$ (or indirect estimates from empirical correspondances as in Case 2) available down to depth 10 m < $z_d$ < 30 m, and the top of bedrock has not been found | a) verify that strong soil profile irregularities, such as shallow stiff layers over softer soil deposits, can be excluded;<br>b) compute the equivalent shear wave velocity $v_{s,z}$ down to depth $z_d$, according to formula (1), replacing H with $z_d$;<br>c) use the approximation $v_{s,H}$=$v_{s,z}$, that generally provides conservative values in view of the calculation of site amplification factors;<br>d) proceed as in Case 4 for the evaluation of site category. |
| 4 | $v_{s,H}$ available (either from Case 1, 2 or 3), and the top of bedrock has not been found | a) estimate the fundamental frequency $f_0$ of the soil deposit;<br>b) use Table 5 to estimate site category;<br>c) if site category is E, then the value of H in the formulas of Table 3 should be estimated as H = $v_{s,H}/4f_0$. |
| 5 | all other situations not falling into Cases 1 to 4, (e.g., depth of investigation < 10 m), excluded for high seismicity areas | a) use Table 6 to relate the simplified geological description of the soil deposit to the site category;<br>b) use default values of site amplification factors from Table 3 |

Table 5. Site categorization based on $v_{s,H}$ and $f_0$, the latter typically established based on microtremor measurements

| Combination of $f_0$ (Hz) and $v_{s,H}$ (m/s) | Site category |
|---|---|
| $f_0 > 12$ and $v_{S,H} \geq 250$ | A |
| $f_0 < 12$ and $800 > v_{S,H} \geq 400$ | B |
| $v_{S,H}/250 < f_0 < v_{S,H}/120$ and $400 > v_{S,H} \geq 250$ | C |
| $v_{S,H}/250 < f_0 < v_{S,H}/120$ and $250 > v_{S,H} > 150$ | D |
| $v_{S,H}/120 < f_0 < 12$ and $400 > v_{S,H} > 150$<br>or<br>$f_0 > 12$ and $250 > v_{S,H} \geq 150$ | E |
| $f_0 < v_{S,H}/250$ and $400 > v_{S,H} > 150$ | F |

Figure 3 shows the performance of such instrumental categorization, based on processing the available $v_s$ profiles and instrumentally calibrated $f_0$ values from several accelerometric stations from both Italy and Swiss seismic networks. The proposed ranges, based on $v_{s,H}$ and $f_0$, fit reasonably well the site categories obtained based on $v_{s,H}$ and $H_{800}$.

Figure 3. Check of the instrumental site categorization based on Table 5.2. For each point, the site category was identified based on vs,H and H800, as shown in the legend. From Aimar, 2018.

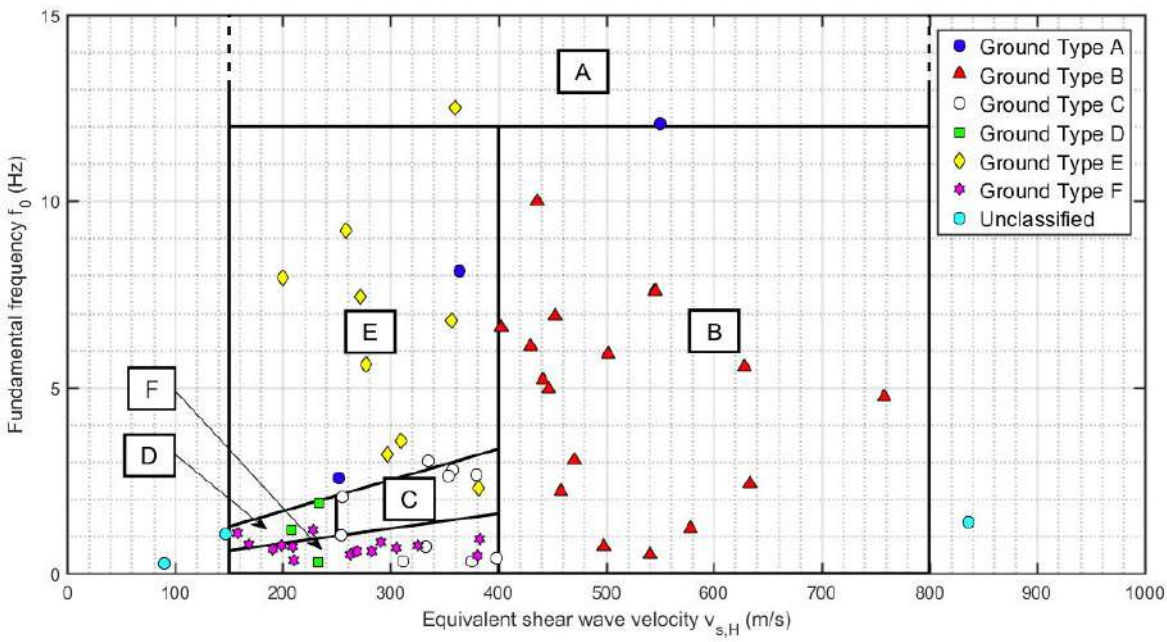


Table 6. Correspondence between the simplified geological description of the soil deposit and the site category. If this table is used, default values of Table 3 should be used.

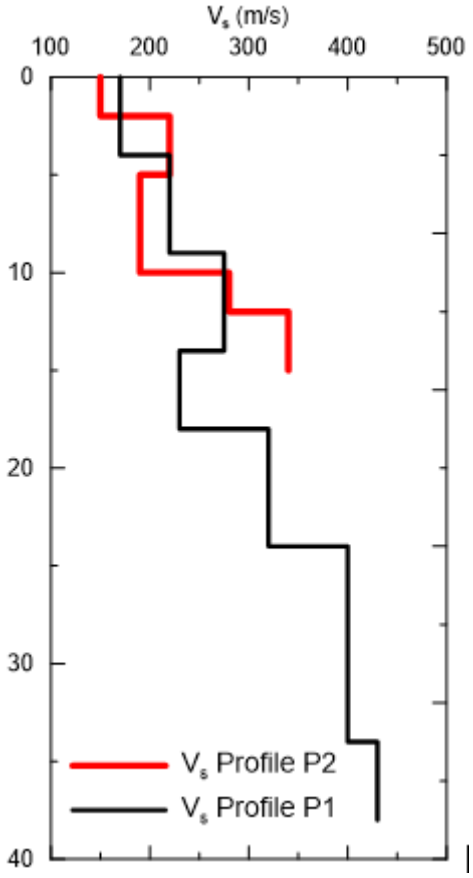
| Description of the prevailing geological material in the shallow stratigraphic profile | Site category |
|---|---|
| Rock or other rock-like geological material, including very shallow layers of very dense, dense or medium-dense sand, gravels, very stiff or stiff clay | A |
| Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay | B |
| Intermediate depth deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay | C |
| Intermediate depth deposits of loose-to-medium cohesionless soil, or of predominantly soft-to-firm cohesive soil. | D |
| Shallow soil deposits consisting of a surface alluvium layer of type C or D, underlain by stiffer material of type A. | E |
| Deep soil deposits consisting of prevailing alluvium layers of type C or D. | F |

Two examples of site categorization are provided for the soil profiles P1 and P2 in Figure 4. In both cases, the available vs values may either be based on direct measurements, or based on empirical correlations with geotechnical soil properties (Case 2 of Table 4).

*Profile P1*: since $v_s$ is available down to a depth larger than 30 m, reference can be made to Case 1 of Table 1. $v_{s,H} = v_{s,30} = 260$ m/s is obtained, and, in the absence of further information, it is allowed to consider an intermediate depth class, providing site category C. For a more accurate identification of the site category, reference can be either made to geological, geophysical or geotechnical information, including microzonation maps, or to determination of $f_0$. In the latter case, assuming for example $f_0 = 0.8$ Hz from microtremor measurements, the site category based on Table 5 would be F.

*Profile P2*: in this case $v_s$ is available only down to 15 m. Since the bedrock has not been found, the combination of Cases 3 and 4 in Table 4 should be considered and determination of $f_0$ is also required. Assume for example $f_0 = 2.5$ Hz and make the conservative approximation $v_{s,H} = v_{s,z}$=15 = 216 m/s. Based on Table 4, site category is E and $H = v_{s,H}/4/f_0 = 21.6$ m. The latter value of H is to be used together with $v_{s,H}$ for the evaluation of the site amplification factor from Table 3.

Figure 4. Sample vs soil profiles illustrated in the text for site categorization.



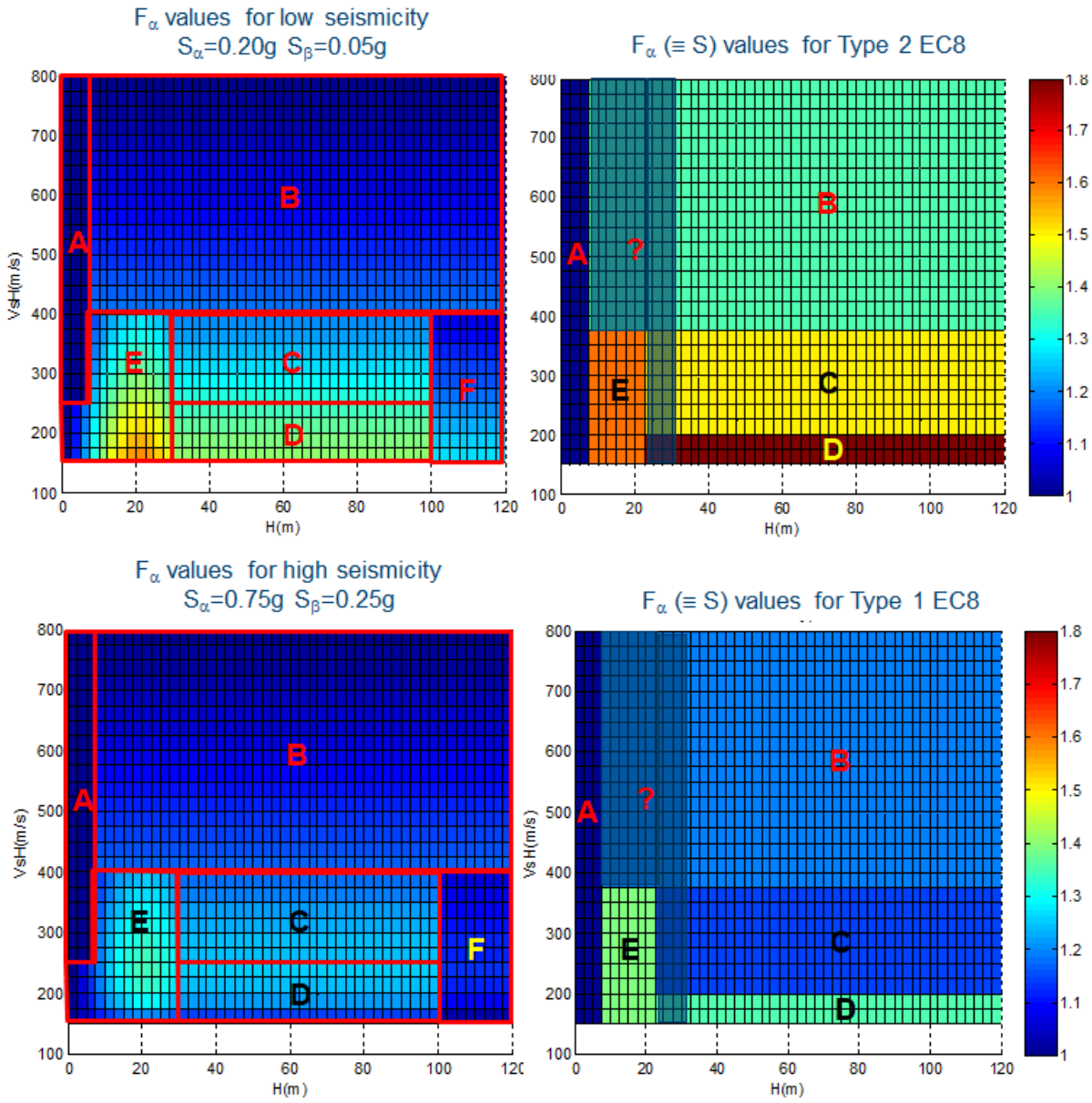

## 5. CONCLUSIONS

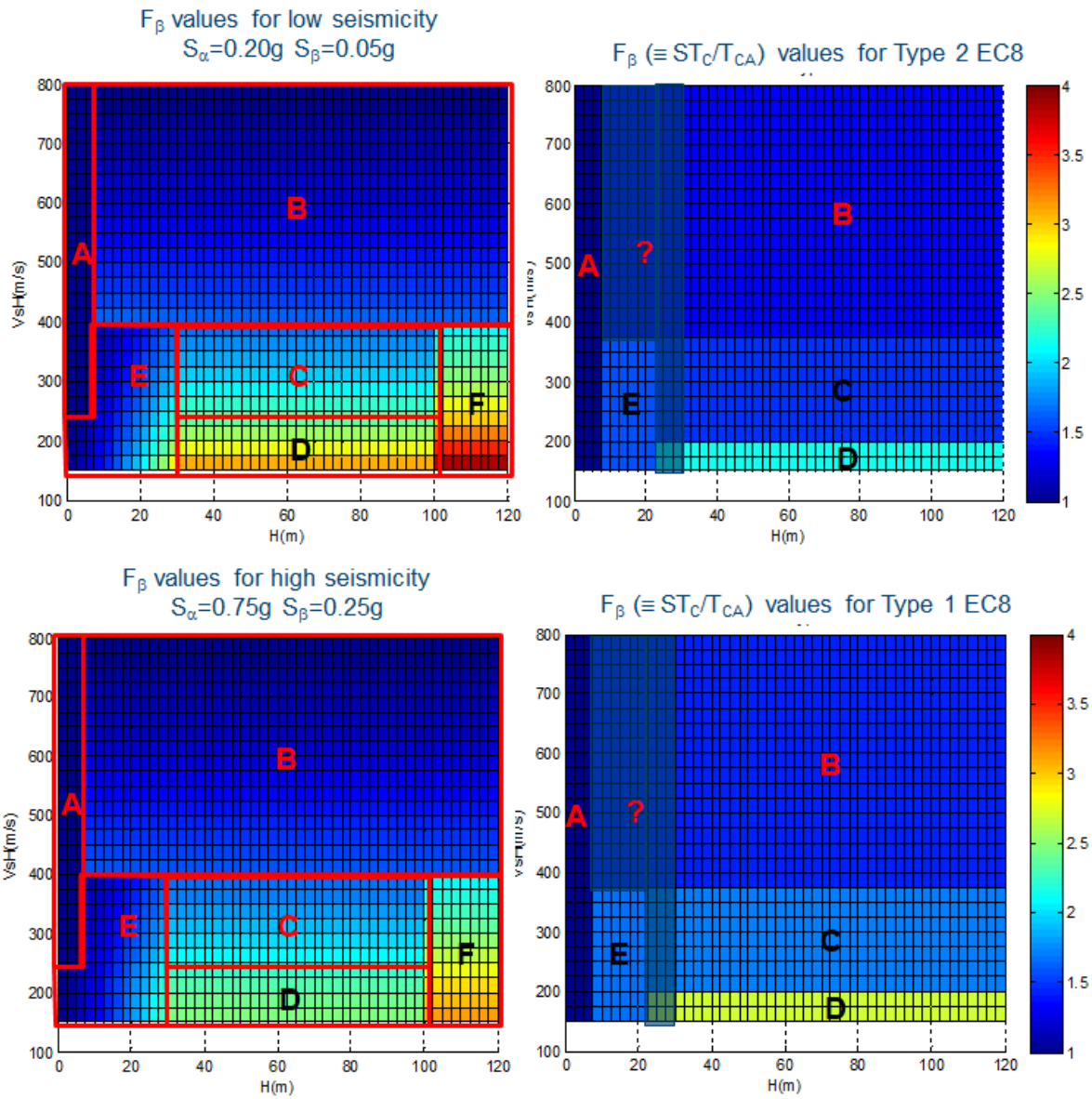
The criteria for site categorization and calculation of site amplification factors proposed in the EC8 draft (CEN/TC250/SC8, 2018a) provide the following features:

- non ambiguous definition of site categories based on two parameters, related to velocity and thickness;
- possibility to use the fundamental frequency $f_0$ of the soil deposit if information on thickness is missing;
- simplified criteria covering all cases where information on the site is available for depths > 10 m;
- a continuous range of site amplification factors, covering from very shallow to very deep soils, calibrated based on the most recent ground motion prediction models in Europe;
- the possibility to use default (conservative) site amplification factors in the case the site categorization is based only on geological information;
- the possibility to establish a closer interface between the site amplification factors of seismic norms and the results of seismic microzonation activities.

## ANNEX

Comparison of site amplification factors of the EC8 draft (CEN/TC250/SC8, 2018a) with respect to the current version of EC8 Part 1 (CEN, 2004).




Fβ values for low seismicity
Sα=0.20g Sβ=0.05g
Fβ (≡ STC/TCA) values for Type 2 EC8
Fβ values for high seismicity
Sα=0.75g Sβ=0.25g
Fβ (≡ STC/TCA) values for Type 1 EC8
VsH(m/s)
H(m)
A
B
C
D
E
F
?

## REFERENCES

Aimar M. (2018). Stochastic analysis of seismic ground response for verification of standard simplified approaches. Master thesis for the degree of Civil Engineering. Politecnico di Torino.

Akkar S., M.A. Sandikkaya, J. Bommer (2014). Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East. Bulletin of Earthquake Engineering, 12: 359-387.

Bindi D., M. Massa, L. Luzi, G. Ameri, F. Pacor, R. Puglia, P. Augliera (2014). Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset. Bulletin of Earthquake Engineering, 12: 391-430.

CEN (2004) Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Comité Européen de Normalisation, Brussels.

CEN/TC250/SC8 (2018a). "Final Document EN1998-1 NEN SC8 PT1." Document number N706, 122 pp.

CEN/TC250/SC8 (2018b). "Background Document for EN 1998-1 produced by SC8.T1 (Project Team 1)" Rev00, May 2018.

# Microzonazione sismica e risposta sismica locale: specificità e aspetti critici

Sebastiano Foti, Mauro Aimar, Andrea Ciancimino, Federico Passeri

# Microzonazione sismica e risposta sismica locale: specificità e aspetti critici

Sebastiano Foti, Mauro Aimar, Andrea Ciancimino e Federico Passeri
*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino, Italy.*

## ABSTRACT

La pericolosità sismica, ossia lo scuotimento atteso, è fortemente influenzata dalle specifiche condizioni di sito che possono comportare fenomeni di amplificazione dovuti ad effetti stratigrafici e topografici. Gli studi condotti alla scala territoriale e alla scala locale della singola opera rappresentano due elementi complementari, che spesso vengono erroneamente messi in contrapposizione.
Nella presente nota vengono considerati gli elementi distintivi delle due tipologie di studi, presentando alcuni esempi tratti dalle recenti esperienze riguardanti gli studi condotti in Centro Italia a seguito degli eventi sismici del 2016.
Successivamente vengono considerati due aspetti critici per la valutazione delle azioni sismiche: l'influenza delle incertezze associate alla caratterizzazione del sito e l'affidabilità degli approcci semplificati proposti dalle normative sismiche, con specifica attenzione alle NTC2018.

## 1. MICROZONAZIONE SISMICA VS RISPOSTA SISMICA LOCALE

Un'adeguata definizione dell'azione sismica è di cruciale importanza sia in fase di progettazione di nuove opere e verifica di quelle esistenti, sia in fase di pianificazione territoriale e dell'emergenza. Gli studi di risposta sismica locale (RSL) e di microzonazione sismica (MS) rispondono a queste necessità, permettendo la valutazione dell'input sismico a diverse scale. Se infatti da un lato risulta imprescindibile l'analisi degli effetti di sito alla scala della singola opera, non è d'altronde pensabile attuare una strategia di mitigazione del rischio su vasta scala realizzando uno studio di dettaglio dell'amplificazione sismica.
L'analisi di RSL ha lo scopo di valutare, in un sito specifico, l'insieme di variazioni che il moto sismico subisce in relazione alle proprietà meccaniche e geometriche dei depositi prossimi alla superficie e/o alla topografia del sito. Viceversa, gli studi di MS vengono svolti al fine di valutare la pericolosità sismica locale a scala territoriale, individuando zone a comportamento sismico omogeneo.
Appare quindi evidente come le due tipologie di studio non siano sovrapponibili ma siano piuttosto complementari. Lo scopo della presente nota è proprio quello di analizzare le peculiarità delle due tipologie di analisi ed evidenziarne criticità e punti di forza in relazione ai diversi obiettivi che queste si prefiggono.

### 1.1. Microzonazione sismica

L'attuazione di una qualunque strategia di mitigazione del rischio sismico non può prescindere da una valutazione della pericolosità che tenga conto dei fenomeni di amplificazione stratigrafica e topografica. Gli studi di MS mirano all'individuazione e la caratterizzazione di microzone a comportamento omogeneo in prospettiva sismica (MOPS).

Queste sono suddivise in zone stabili, zone stabili suscettibili di amplificazione locale del moto sismico e zone suscettibili di instabilità. Verranno in seguito trattate le peculiarità relative ai fenomeni di amplificazione del moto sismico, mentre esula dallo scopo della presente nota la trattazione specifica degli aspetti relativi alle zone in cui sono presenti o suscettibili di attivazione fenomeni di deformazione permanente del territorio indotti o innescati dal sisma (instabilità di versante, liquefazioni, fagliazione superficiale, cedimenti differenziali, ecc.). Per ulteriori riferimenti si consultino: Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica (2008), Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana (2010), Contributi per l'aggiornamento degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" (2011).
Per poter effettuare delle valutazioni a scala così ampia occorre innanzitutto definire un modello geologico caratterizzato da un grado di dettaglio sufficiente a cogliere i principali fenomeni di amplificazione ed al contempo basato su una visione d'insieme del territorio. La prima fase dello studio consiste nel raccogliere tutte le informazioni pregresse ottenute da indagini effettuate nella zona. Viene quindi realizzato un modello geologico utile alla suddivisione preliminare del territorio in MOPS, corrispondente al livello I dello studio.
In seguito, si programma una campagna di indagini integrativa al fine di aumentare il livello di conoscenza relativo alle zone dove sono presenti maggiori incertezze. Gli studi generalmente coinvolgono soggetti differenti dotati di differenti competenze, permettendo di raggiungere un adeguato livello di affidabilità del modello geologico in relazione alle finalità dello studio. È quindi possibile procedere alla fase successiva, che riguarda la quantificazione degli effetti di sito. Questa viene effettuata mediante lo svolgimento di analisi numeriche 1D e/o 2D, in relazione alle caratteristiche geometriche e/o topografiche del sito (livello III).
Le analisi numeriche consentono di determinare il moto sismico in superficie in diversi punti del modello, in termini di storie temporali e pseudospettri di risposta elastici in accelerazione (PSA). Vengono effettuate differenti analisi, in funzione del numero di accelerogrammi ritenuti rappresentativi dell'azione sismica di input. Mediante successiva integrazione si determinano degli indicatori sintetici rappresentativi dell'amplificazione sismica, definiti Fattori di Amplificazione (FA), secondo le seguenti relazioni:

$$FA_{T_a-T_b} = \frac{O_{T_a-T_b}}{I_{T_a-T_b}} \tag{1}$$

$$I_{T_a-T_b} = \frac{1}{\mathrm{T_a} - \mathrm{T_b}} \cdot \int_{T_b}^{T_a} PSA_i(T)dT \tag{2}$$

$$O_{T_a-T_b} = \frac{1}{\mathrm{T_a} - \mathrm{T_b}} \cdot \int_{T_b}^{T_a} PSA_o(T)dT \tag{3}$$

dove $I_{T_a-T_b}$ e $O_{T_a-T_b}$ rappresentano i valori medi degli $PSA$ in input e output nel campo di periodi spettrali $T_a - T_b$. I FA medi relativi ad ogni punto sono infine ottenuti mediante media logaritmica dei FA risultanti dalle differenti analisi.
I FA sono utilizzati per redigere le Carte delle MOPS (una per ogni campo di periodi), che rappresentano il fine ultimo del livello III degli studi di MS. Naturalmente le zone definite nel livello I dello studio possono essere aggiornate e modificate in funzione dei risultati ottenuti. Ad ogni MOPS viene assegnato un unico valore di FA, che è quindi rappresentativo dell'amplificazione sismica dell'intera zona. Le procedure adottate per definire i FA medi variano a seconda che siano state eseguite simulazioni numeriche 1D e 2D. Nel caso delle simulazioni 2D si effettua generalmente una media dei valori ottenuti per i diversi punti

ricadenti nella MOPS, oppure si seleziona, a favore di sicurezza, il punto che restituisce i FA massimi. Ricorrendo invece a simulazioni 1D bisogna comunque tenere presente che, in una data MOPS, possono esser presenti successioni stratigrafiche caratterizzate da spessori differenti che potrebbero comportare variazioni abbastanza elevate dei FA.
Per una MOPS e per un campo di periodi spettrali si fornisce un unico fattore di amplificazione globale, rispondendo alla necessità di ottenere un indicatore sintetico dell'amplificazione sismica. Le Carte delle MOPS sono facilmente consultabili e utilizzabili e forniscono informazioni a scala territoriale riguardanti la pericolosità sismica.
Se da un lato l'ampia scala studiata non permette di distinguere le variazioni nei fenomeni di amplificazione relative alle condizioni di sito alla scala della specifica opera, d'altra parte questa consente di costruire un modello bidimensionale sufficientemente esteso per realizzare, se necessario, simulazioni numeriche 2D. Gli effetti di amplificazione bidimensionali relativi alla geometria sepolta e/o alla topografia del sito sono infatti difficilmente identificabili attraverso studi specifici di RSL, che consentono di avere un maggior dettaglio del singolo sito a discapito di una visione d'insieme a scala territoriale. Infatti, questi sono spesso riferiti a condizioni 1D per limitazioni dovute alla difficoltà e agli oneri di costruzione del modello.
L'esempio riportato in seguito ha lo scopo di mostrare l'importanza di tale visione d'insieme, che rappresenta probabilmente il maggior punto di forza degli studi di MS.
Il Comune di Montedinove (AP) è uno dei 140 Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016, per i quali è stato svolto uno studio di MS di III livello nell'ambito delle attività previste dall'OPCM n. 24 del 12 maggio 2017 (ulteriori informazioni riguardo lo studio possono essere trovate in Angelici 2018 e Pagliaroli et al. 2019).
Lo studio ha coinvolto tre zone differenti: le località di Lapedosa e Croce Rossa, particolarmente danneggiate dalla sequenza sismica, e il centro storico.
Dal punto di vista morfostrutturale la zona del centro storico è caratterizzata da una dorsale in direzione NE-SO. In Figura 1 sono riportate la carta geologica e le sezioni trasversali. La formazione delle Argille Azzurre, costituente il substrato geologico, è presente sotto forma di diversi litotipi, identificati come: ALS (alternanza di litotipi stratificati), GRS (substrato granulare cementato) e COS (substrato coesivo sovraconsolidato). In cresta il substrato è affiorante, mentre lungo i fianchi sono presenti coperture eluvio-colluviali di spessore variabile (3-15 m) classificabili come GM (ghiaie e ghiaie sabbiose), SM (sabbie e sabbie limose) e ML (limi argillosi di bassa plasticità).
Il modello di sottosuolo è stato definito sulla base delle informazioni disponibili reperite durante la realizzazione del livello I dello studio e in seguito integrate mediante una campagna di prove geofisiche e prove di laboratorio. La posizione delle prove geofisiche eseguite è identificata in Figura 1, mentre in Figura 2.b è riportato il risultato della prova Down Hole (DH) eseguita in cresta, in termini di profilo di velocità delle onde di taglio ($V_S$) e delle onde di compressione ($V_P$). In Tabella 1 sono riportate le caratteristiche geotecniche adottate e i modelli di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento identificati come rappresentativi del comportamento dei terreni oggetto di studio (le curve di variazione sono rappresentate in Figura 2.a).
La principale difficoltà nella definizione del modello di sottosuolo è sorta nell'identificazione del bedrock sismico. Le prove di tipo Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio (HVSR) hanno evidenziato una frequenza di risonanza caratteristica pari a 10-15 Hz, consistente con il contrasto di impedenza tra il GRS ($V_S$~1400 m/s) e il soprastante ALS ($V_S$~530 m/s), portando quindi a ipotizzare che il bedrock sismico fosse proprio il GRS. D'altra parte, le indagini geologiche suggerivano la presenza del COS, caratterizzato da valori inferiori di $V_S$,

sottostante il GRS. Tale evidenza è stata in seguito confermata dalle prove di tipo Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) e HVSR eseguite nella vicina contrada Lapedosa, che hanno permesso di suddividere il COS in tre unità (COS_a, COS_b e COS_c) caratterizzate da $V_S$ crescente con la profondità. L'unità inferiore (COS_c) rappresenta il bedrock sismico del modello.

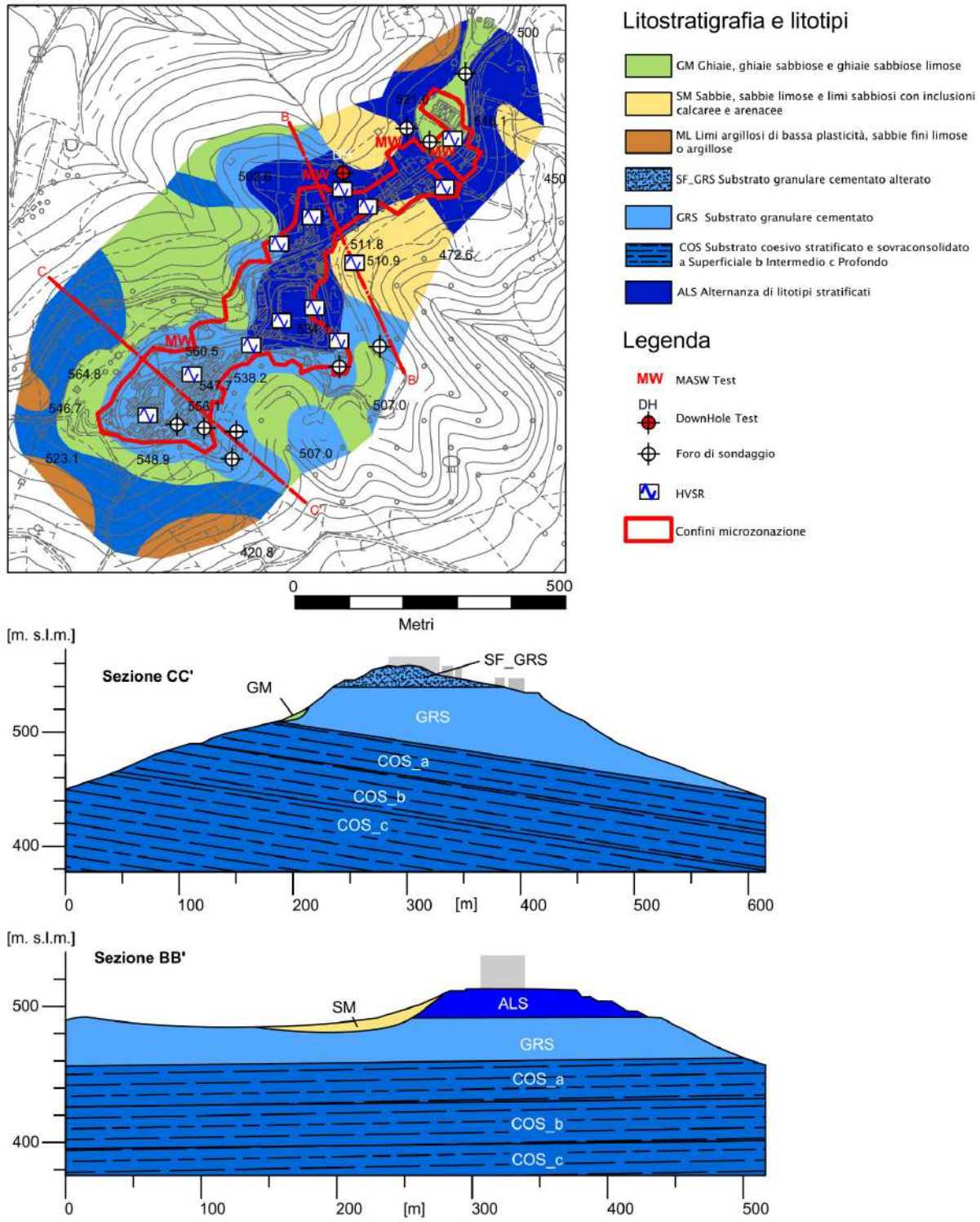



Figura 1: Carta geologica e sezioni trasversali del centro storico di Montedinove.

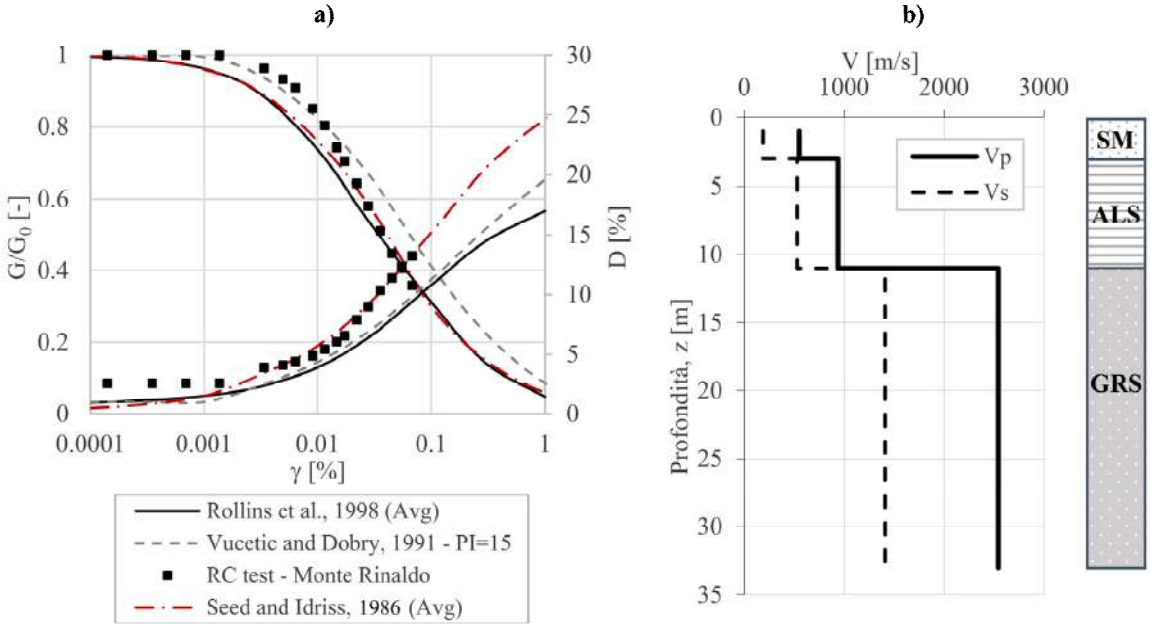



Figura 2: Modello di sottosuolo: a) curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento; b) profilo di $V_S$ e $V_P$ ottenuto mediante DHT.

Tabella 1: Proprietà geotecniche del modello di sottosuolo di Montedinove.

| Litotipo | $V_S$ [m/s] | ν [-] | γ [kN/m$^3$] | Modello di variazione non lineare |
|---|---|---|---|---|
| SF_GRS | 550 | 0.35 | 19.0 | Rollins et al. (1998) - Average |
| GRS | 1400 | 0.28 | 22.0 | Lineare Elastico - $D_0$ = 0,5% |
| GM | 340 | 0.35 | 18.6 | Rollins et al. (1998) - Average |
| SM | 190 | 0.43 | 17.6 | Seed and Idriss (1986) - Average |
| ALS | 530 | 0.27 | 19.6 | Vucetic and Dobry (1991) - PI=15 |
| COS_a | 560 | 0.46 | 19.6 | RC Test (Monte Rinaldo) |
| COS_b | 650 | 0.46 | 19.6 | RC Test (Monte Rinaldo) |
| COS_c | 800 | 0.46 | 19.6 | Lineare Elastico - $D_0$ = 0,5% |

Al fine di valutare le implicazioni in termini di amplificazione sismica delle differenti ipotesi, sono state svolte delle simulazioni numeriche 2D delle sezioni riportate in Figura 1, identificando il GRS come bedrock (Shallow Bedrock, SB) oppure includendo gli strati di COS nel modello (Deep Bedrock, DB). Successivamente, sono state effettuate alcune analisi su un modello monodimensionale derivante dall'ipotesi DB, al fine di mettere in risalto gli effetti bidimensionali di amplificazione. I risultati sono riportati in Figura 3 in termini di FA ottenuti dalle simulazioni numeriche 2D relativi a tre campi di periodi (0.1-0.5s, 0.4-0.8s e 0.7-1.1s) e PSA risultanti dalle analisi 1D e 2D sotto l'ipotesi DB nei punti in cresta.
Dal confronto tra modelli DB e SB, risulta evidente come la presenza degli strati di COS comporti uno smorzamento delle alte frequenze e conseguentemente una minore amplificazione dell'azione sismica a bassi periodi (0.1-0.5s). Viceversa, ad alti periodi (0.7-1.1s), si riscontra una maggiore amplificazione dell'azione sismica nei modelli costruiti sotto l'ipotesi di DB data dal contrasto d'impedenza tra la porzione profonda del COS (COS_c) e quella intermedia (COS_b). Tale effetto non è ovviamente presente nel modello SB. Il confronto tra le simulazioni 1D e 2D (ipotesi DB) evidenzia invece il ruolo degli effetti di sito bidimensionali. In entrambe le sezioni, per periodi inferiori a 1 s, si riscontrano infatti marcati effetti di amplificazione topografica. In particolare, per la sezione CC', caratterizzata da una

morfologia di cresta più accentuata, il fattore di aggravio topografico varia tra 2 e 3 in funzione del periodo spettrale preso in considerazione. Se si fosse fatto ricorso ai metodi semplificati prescritti dalla normativa per valutare gli effetti topografici in assenza di analisi 2D si sarebbe quindi commesso un errore a sfavore di sicurezza.
Tali considerazioni non sarebbero state possibili in assenza di una visione d'insieme del territorio. Gli strati di COS sottostanti il GRS non sarebbero infatti stati inclusi in un modello basato esclusivamente su prove realizzate in prossimità del centro storico. Questo avrebbe comportato una sovrastima dell'azione sismica a bassi periodi e una sottostima ad alti periodi. Inoltre, in assenza di un modello di sottosuolo abbastanza esteso, non sarebbe stato possibile eseguire delle simulazioni numeriche 2D. Si sarebbe quindi fatto ricorso ad analisi 1D incapaci di cogliere gli accentuati effetti topografici che caratterizzano i fenomeni di amplificazione del sito.

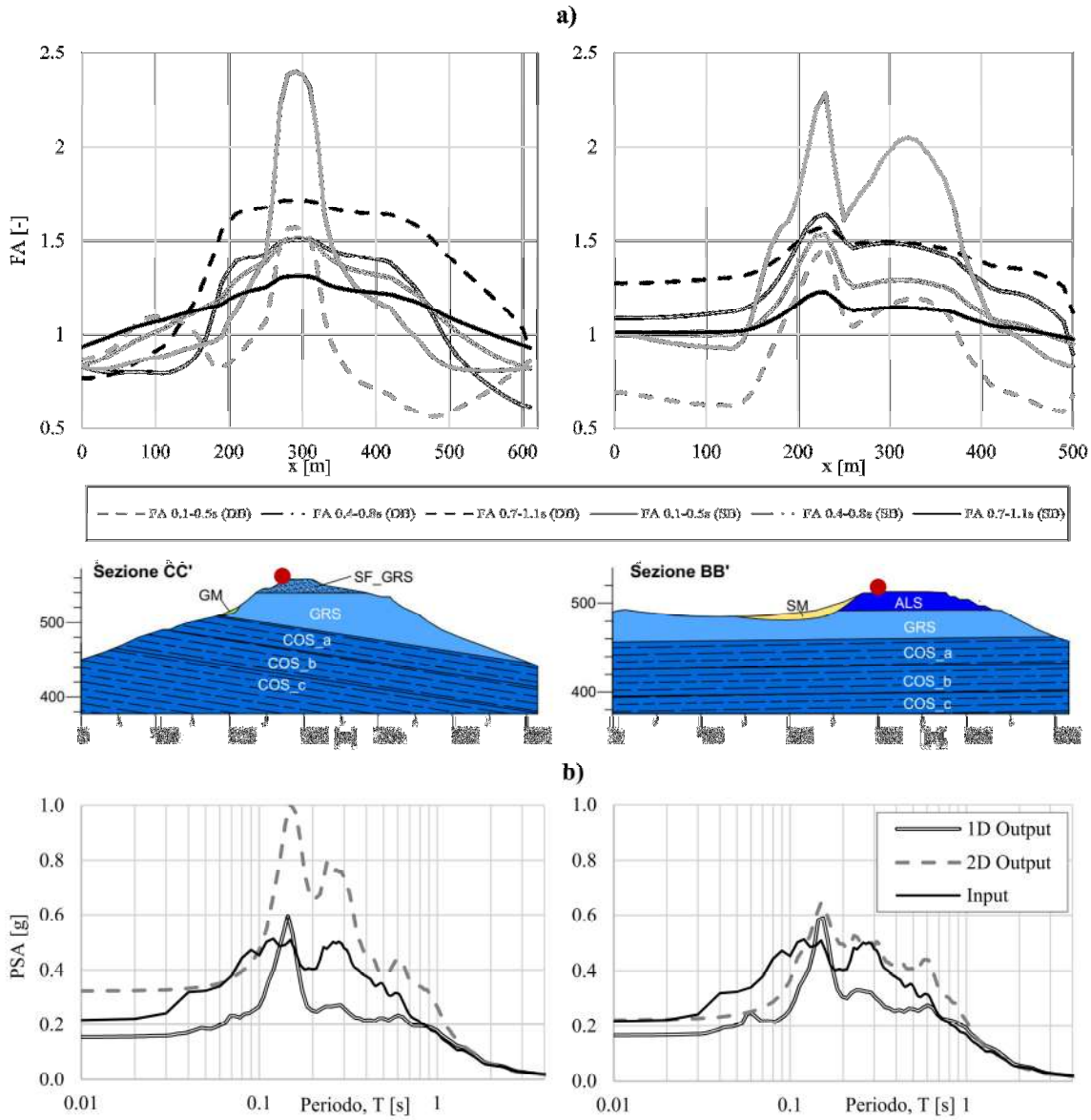



Figura 3: Risultati delle simulazioni numeriche: a) FA ottenuti dalle simulazioni 2D in tre campi di periodi (0.1-0.5s, 0.4-0.8s e 0.7-1.1s); b) PSA (ξ=5%) in cresta (punti evidenziati in rosso nelle sezioni) risultanti dalle simulazioni 1D e 2D sotto l'ipotesi DB.

## 1.2. Studi di risposta sismica locale

Analogamente a quanto visto per gli studi di MS, le analisi di RSL consentono la valutazione della pericolosità sismica attraverso lo studio degli effetti di sito. La principale differenza rispetto al caso precedente sta nella scala del problema considerato, che in questo caso si riduce al sito di costruzione della singola opera. Per poter svolgere adeguatamente le fasi di progettazione o verifica di un'opera è infatti necessario definire l'azione sismica in relazione alle condizioni stratigrafiche e topografiche dei depositi di terreno sui quali questa sarà fondata, tenendo conto della sua reale estensione. Si noti come studi di RSL possano coinvolgere anche infrastrutture dall'estensione spaziale considerevole, come opere in linea. In questi casi la differenza tra studi di RSL e MS appare sottile in termini di variabilità spaziale del moto sismico, ma rimane rilevante in termini di specificità dello studio in relazione al tipo di opera da realizzare.
Risulta quindi di cruciale importanza la definizione di un modello di sottosuolo per il sito di costruzione caratterizzato da un elevato grado di dettaglio. Di conseguenza si ricorre generalmente a prove di tipo geofisico (invasive e/o non invasive) che possano definire le caratteristiche meccaniche dei depositi di terreno e, quando possibile, a prove di laboratorio utili alla valutazione del comportamento dinamico dei terreni. A differenza degli studi di MS, tali prove si condensano in un'area di modesta estensione, garantendo quindi una certa ridondanza e una conseguente robustezza del modello di dettaglio del sottosuolo.
Il prodotto di un'analisi di RSL consiste quindi nella definizione del moto sismico in superficie al sito di costruzione, in termini di storie temporali e spettri di risposta. Vista la specificità del tipo di studio, generalmente non si ricorre ad indicatori sintetici, come i FA, per quantificare l'azione sismica. Inoltre, nel caso di opere non eccessivamente estese, non risulta necessario considerare la variabilità spaziale delle condizioni stratigrafiche, che è invece determinate negli studi di MS.
Allo scopo di evidenziare le specificità delle analisi di RSL, si riporta di seguito un esempio tratto dallo studio di MS della frazione di Tino, nel Comune di Accumoli, realizzato nell'ambito delle attività previste dall'OPCM n. 24 del 12 maggio 2017.
Le attività di MS svolte nel Comune di Accumoli hanno portato alla definizione di diverse MOPS suscettibili di amplificazione locale. Queste sono state caratterizzate con un'estesa campagna di indagini comprendente l'esecuzione di diverse prove DH. In particolare, una di queste realizzata nella frazione di Tino ha permesso la definizione del modello di sottosuolo relativo alla MOPS indicata come SA06. In Figura 4.a sono riportati i risultati della prova, unitamente alla successione stratigrafica locale, mentre in Figura 4.b è riportata la colonna stratigrafica identificativa della MOPS SA06. I risultati della prova DH, coerentemente a quanto evidenziato dalla successione stratigrafica, identificano uno strato superficiale (di spessore 5 m) di detriti caratterizzato da $V_S \approx 430$ m/s, uno strato sottostante di arenarie avana da leggermente fratturate ($V_S \approx 740$ m/s, circa 9 m) a molto compatte ($V_S \approx 1135$ m/s, circa 4 m), un'intercalazione di spessore 2-3 m di arenarie grigie ($V_S \approx 660$ m/s) ed infine il bedrock sismico costituito da arenarie avana compatte ($V_S \approx 930$ m/s).
Vista la geometria dei depositi prossimi alla superficie e la topografia del sito, le fasi di modellazione sono state condotte mediante simulazioni numeriche 1D. Al fine di rendere coerenti i risultati della prova DH con la stratigrafia della MOPS è stato realizzato un modello costituito da due strati deformabili soprastanti il bedrock sismico. Al primo strato, costituito da detriti di versante, sono stati assegnati diversi spessori (5, 10, 15 e 20 m) dal momento che nella MOPS è identificato con spessore variabile tra 0 e 20 m. Al secondo strato, costituito da arenaria fratturata, è invece stato assegnato uno spessore fisso pari a 10 m. Le velocità sono

state assegnate a partire dai risultati della prova DH, senza però considerare lo strato di arenarie particolarmente compatto tra 14 e 18 m di profondità e la seguente intercalazione di arenarie grigie. Le proprietà geotecniche adottate per le unità identificate nella MOPS sono riportate in Tabella 2.
La scelta di realizzare quattro differenti modelli è stata effettuata al fine di considerare la variabilità spaziale della successione stratigrafica all'interno della MOPS. Differenti approcci di tipo probabilistico possono essere seguiti al fine di effettuare un'analisi statistica degli effetti di sito attesi, che tuttavia esula dagli scopi del presente paragrafo. Per una trattazione specifica di tali approcci si rimanda al capitolo seguente.
I risultati ottenuti dalle quattro simulazioni numeriche sono riportati in Figura 5 in termini di PSA e FA in superficie. In assenza di informazioni specifiche si è scelto, a favore di sicurezza, di fare riferimento ai FA ottenuti dal modello caratterizzato da 20 m di coltre detritica. Il profilo di $V_S$ che è quindi stato utilizzato per ottenere i risultati rappresentativi dell'intera MOPS differisce molto rispetto al profilo identificato in Figura 4.a, sia in termini di spessori, sia in termini stratigrafici.

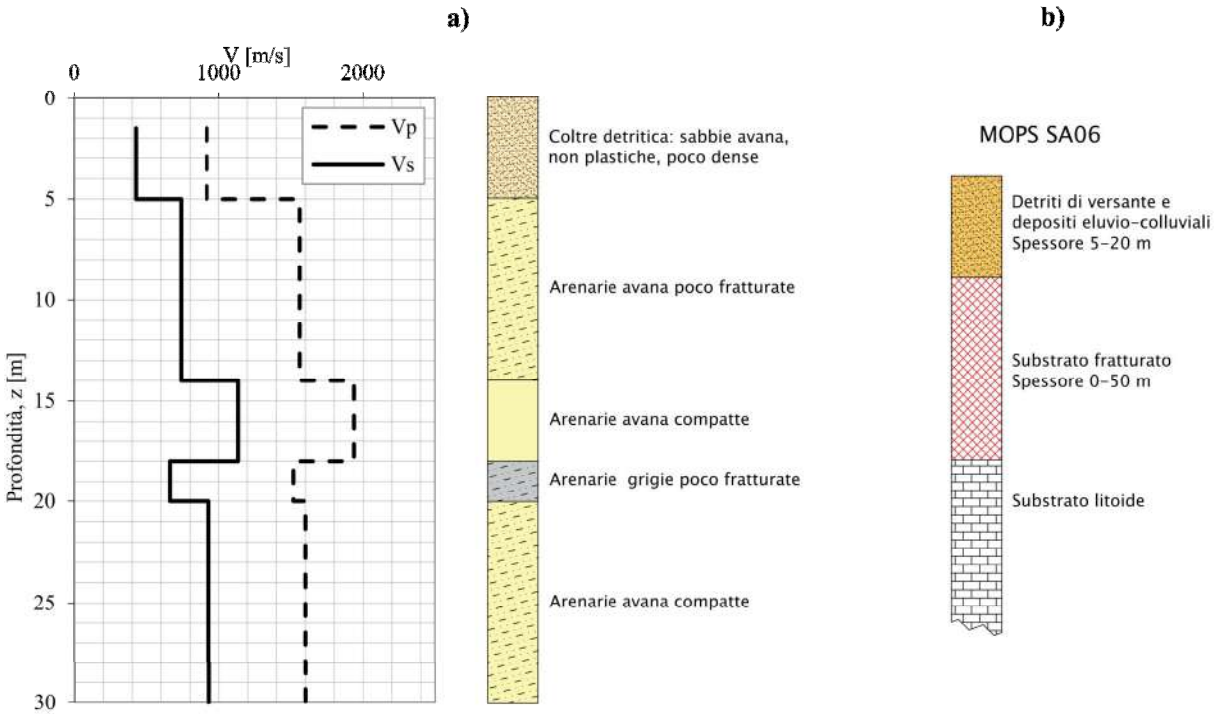



Figura 4: Microzonazione sismica della frazione di Tino (Accumoli): a) profilo di $V_S$ ottenuto da prova DH; b) colonna stratigrafica relativa alla MOPS SA06.

Tabella 2: Proprietà geotecniche del modello di sottosuolo di Tino.

| Litotipo | Vs [m/s] | $\gamma$ [kN/m$^3$] | Modello di variazione nonlineare |
|---|---|---|---|
| Detriti | 430 | 16 | Seed and Idriss, 1986 (Average) |
| Arenarie fratturate | 740 | 21 | Rollins et al., 1998 (Upper Limit) |
| Arenarie (bedrock sismico) | 930 | 22 | Lineare Elastico 0.5% |

Se la prova DH fosse stata eseguita al fine di valutare i fenomeni di amplificazione specifici relativi ad un eventuale sito di costruzione, il modello locale di sottosuolo sarebbe stato costruito adottando un profilo analogo a quello ottenuto dalla prova. In Figura 6 è riportato il confronto tra i risultati dello studio di MS e i risultati di un'ipotetica analisi specifica di RSL, condotta adottando il profilo risultante dalla prova DH. Per periodi inferiori a 0.15 s l'analisi di RSL restituisce accelerazioni spettrali più elevate rispetto allo studio di MS. Viceversa, lo spessore più elevato di coltre detritica comporta una maggiore amplificazione stratigrafica per periodi compresi tra 0.15-1 s nel modello adottato nello studio di MS.
Tali differenze derivano principalmente dalla necessità di omogeneizzare il dato puntuale derivante dalla prova DH ad un'area di vaste dimensioni, identificata dalla MOPS SA06. Naturalmente, se fossero state condotte altre prove puntuali all'interno dell'area sarebbero emerse ulteriori differenze riguardanti le condizioni stratigrafiche locali. Un'analisi di RSL volta a determinare il moto sismico atteso non può prescindere dalla definizione di un modello di sottosuolo specifico basato su prove eseguite in corrispondenza del sito stesso. D'altra parte, gli studi di MS si prefiggono lo scopo di identificare delle zone che globalmente si comportino in maniera omogenea. Le differenze stratigrafiche locali che possono emergere da studi di dettaglio possono infatti comportare, come nel caso dell'esempio riportato, notevoli differenze in termini di moto sismico atteso.

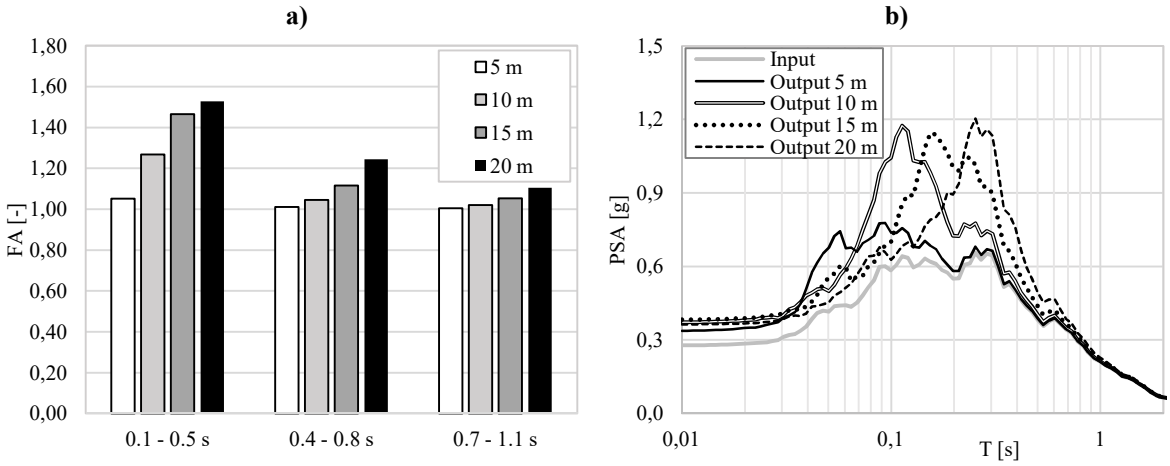



Figura 5: Risultati delle simulazioni numeriche 1D svolte nell'ambito dello studio di MS in termini di: a) FA in tre campi di periodi (0.1-0.5s, 0.4-0.8s e 0.7-1.1s); b) PSA (ξ=5%).

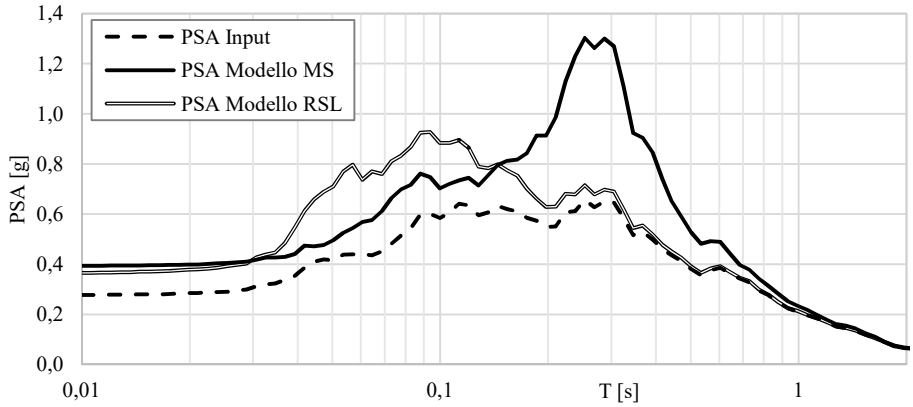



Figura 6: Confronto tra i risultati dello studio di MS ei risultati di un'analisi di RSL specifica (profilo DH) in termini di PSA (ξ=5%).

## 2. INCERTEZZE NELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

La presente sezione mira a introdurre i principali aspetti relativi alle incertezze coinvolte nelle analisi di RSL, delineando le componenti che concorrono alla variabilità e fornendo una descrizione delle principali metodologie con cui esse possano essere affrontate e gestite.
In particolare, la trattazione si focalizza sulla complessità della gestione delle incertezze e sulle limitazioni di approcci semplificati, quale ad esempio quello proposto dall'Electric Power Research Institute, EPRI (2013), per i profili di $V_S$.

### 2.1. Considerazioni generali

È noto come le analisi di RSL siano caratterizzate da un notevole livello di complessità, che impone cautela nelle assunzioni e nell'interpretazione dei risultati. La difficoltà risiede non tanto nel numero di parametri coinvolti o negli approcci di analisi, bensì nel fatto che le grandezze coinvolte siano affette da incertezze.
La valutazione dell'effetto di tali incertezze e variabilità sui risultati delle analisi di RSL assume un ruolo fondamentale nelle applicazioni progettuali e negli studi probabilistici di RSL, soprattutto in presenza di marcate risposte non lineari (Stewart et al. 2014). In particolare, Bommer (2003) ha evidenziato come lo studio delle incertezze non serva tanto ad aumentare il grado di confidenza del progettista, quanto ad accrescere il suo livello di consapevolezza del fenomeno. Questa osservazione deve essere da guida per il lettore che si cimenta inizialmente nelle analisi di RSL. Deve inoltre essere ben chiaro come, nella dinamica dei terreni, non esista un'assunzione aprioristicamente "a favore di sicurezza". Per questi motivi, il progettista deve sviluppare un grado di consapevolezza adeguato, tramite l'esperienza e lo studio della disciplina.
L'approccio rigoroso prevede un'accurata attività di analisi e studio delle incertezze che si articola in tre fasi: identificazione, quantificazione e gestione.
D'altra parte, questa complessità spesso si scontra con l'esigenza di disporre di una valutazione in presenza di una o poche misure sperimentali in sito. Pertanto, alcune linee guida suggeriscono approcci semplificati per cogliere l'incertezza, ad esempio tramite l'applicazione di una traslazione al profilo medio di $V_S$, secondo una deviazione standard logaritmica pari a ±25% (EPRI 2013). Tali metodi presentano però delle limitazioni significative a causa delle ipotesi semplificative introdotte.
La prima parte di questa sezione descrive le tre fasi di cui sopra. Segue una digressione sulle specifiche fonti di incertezza nelle analisi di RSL. Infine, si riporta un caso studio riferito al sito di Mirandola, nel quale si valuta l'effetto delle incertezze sui risultati di tali analisi, in termini di funzione di trasferimento (rapporto tra lo spettro di Fourier valutato alla superficie del deposito e quella in input) e funzione di amplificazione (rapporto tra lo spettro di risposta valutato alla superficie del deposito e quello in input).
L'esempio evidenzia anche le limitazioni dell'approccio semplificato proposto dall'EPRI (2013) per la modellazione delle incertezze nei profili di $V_S$.

## 2.2. Studio delle incertezze

### 2.2.1. Identificazione delle incertezze: variabilità aleatoria e incertezza epistemica

Lo studio e l'identificazione delle incertezze si fonda sulla distinzione di due contributi principali: l'incertezza epistemica (IE) e la variabilità aleatoria (VA).
Una prima definizione di tali contributi è stata proposta da Toro et al. (1997). Secondo tale interpretazione, l'IE è conseguenza di una conoscenza non completa, di una lacuna di dati e/o di un'inadeguatezza dei dati sperimentali riguardo il fenomeno fisico in esame. Essa, in linea di principio, può essere ridotta attraverso la raccolta di informazioni aggiuntive o l'impiego di modelli più avanzati (e.g. Rathje et al. 2010, Rodriguez-Marek et al. 2014). La VA è, invece, dovuta alla natura imprevedibile degli eventi, in quanto esistono dei dettagli che non possono essere quantificati per effetto della naturale causalità. Di conseguenza, l'aggiunta di informazioni non consente una riduzione della VA, ma ne permette una stima più accurata.
Per cogliere la differenza tra queste due componenti, a titolo di esempio si possono analizzare le incertezze nella caratterizzazione del profilo di $V_S$ (Toro et al. 1997). L'IE è il risultato di inappropriate o insufficienti misure e anche delle differenze tra i metodi geofisici impiegabili per la misura del profilo di $V_S$. La VA è, invece, frutto della variabilità spaziale delle caratteristiche meccaniche del suolo, che può non essere nota oppure potrebbe non essere modellabile all'interno di uno schema 1D di analisi. È però necessario segnalare che molte tecniche di misura coinvolgono un certo grado di media spaziale e ciò non rende possibile la piena separazione tra VA e IE (Teague and Cox 2016).
Questa osservazione evidenzia la mancanza di una netta linea di demarcazione tra le due componenti di incertezza. La distinzione, infatti, è chiara dal punto di vista teorico, ma la separazione tra le componenti non è fattibile in molte applicazioni (Passeri et al. 2019). Del resto, Budnitz et al. (1997) hanno evidenziato l'arbitrarietà della divisione tra componente epistemica e aleatoria, in quanto alcuni processi e parametri, la cui incertezza è di tipo aleatorio, potrebbero essere gestiti attraverso modelli più elaborati e/o ulteriori studi.
Tale limitazione è stata superata nello studio di Der Kiureghian and Ditlevsen (2009), i quali hanno assunto la possibilità di riduzione di tali fonti di variabilità come criterio base di separazione tra le componenti: l'IE può essere ridotta mediante l'accumulo di nuovi dati o l'introduzione di modelli più raffinati, mentre la VA non è intaccabile entro un intervallo di tempo accettabile. Questa interpretazione ammette dunque la riducibilità di ogni componente di incertezza, che si deve al progredire delle scienze, ma introduce anche una scala temporale per tenere conto di vincoli pratici che non consentono un completo approfondimento. Inoltre, tale distinzione è positiva dal punto di vista della trasparenza nei processi decisionali, in quanto rende esplicito il fatto che alcune componenti di variabilità (teoricamente riducibili) sono state lasciate inalterate per decisione dell'esperto che redige l'analisi.

### 2.2.2. Quantificazione e gestione delle incertezze

La quantificazione delle componenti della variabilità prevede un'analisi di dettaglio di ciascuna fonte di incertezza, muovendosi dalla scala globale del problema a una scala puntuale. Nell'ambito degli studi di rischio sismico, la scala spaziale del problema (ossia sorgente, percorso e condizioni di sito) rappresenta un contributo essenziale che deve interagire con la fase di quantificazione delle incertezze.

Nella gestione delle incertezze in campo sismico, si assume che le IE diano luogo a diverse curve di pericolosità e che le VA modifichino la forma della singola curva (Abrahamson and Bommer 2005). Di conseguenza, la gestione delle IE si basa su un approccio ad albero logico, nel quale il peso di ciascun ramo è assegnato in base al giudizio degli esperti. Le VA, invece, intervengono nella fase di aggregazione, all'interno dell'integrale usato per il calcolo del rischio sismico (Cornell 1968). Secondo Cornell, infatti, l'analisi probabilistica del rischio sismico è un processo che integra le VA (e.g. posizione e magnitudo di futuri terremoti) per calcolare la probabilità di eccedenza di una caratteristica di scuotimento in un sito in un dato periodo di tempo.

## 2.3. Fonti di incertezza nella risposta sismica locale

In accordo con gli studi di Idriss (2004) e di Rathje et al. (2010), si individuano sei elementi come fonte principale delle incertezze nei risultati delle analisi di RSL (Figura 7):

- Profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_S$);
- Curve di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento;
- Selezione degli input sismici;
- Modellazione del comportamento del terreno in condizioni dinamiche;
- Resistenza al taglio;
- Rapporto di smorzamento alle piccole deformazioni ($D_{min}$).

I dettagli circa la natura delle incertezze associate a ciascun elemento sono riportati in Tabella 3.

In seguito, si specificano quali siano gli effetti di ciascuno degli elementi, con riferimento ai primi quattro parametri, tipicamente ritenuti i più significativi nelle analisi di risposta sismica locale.

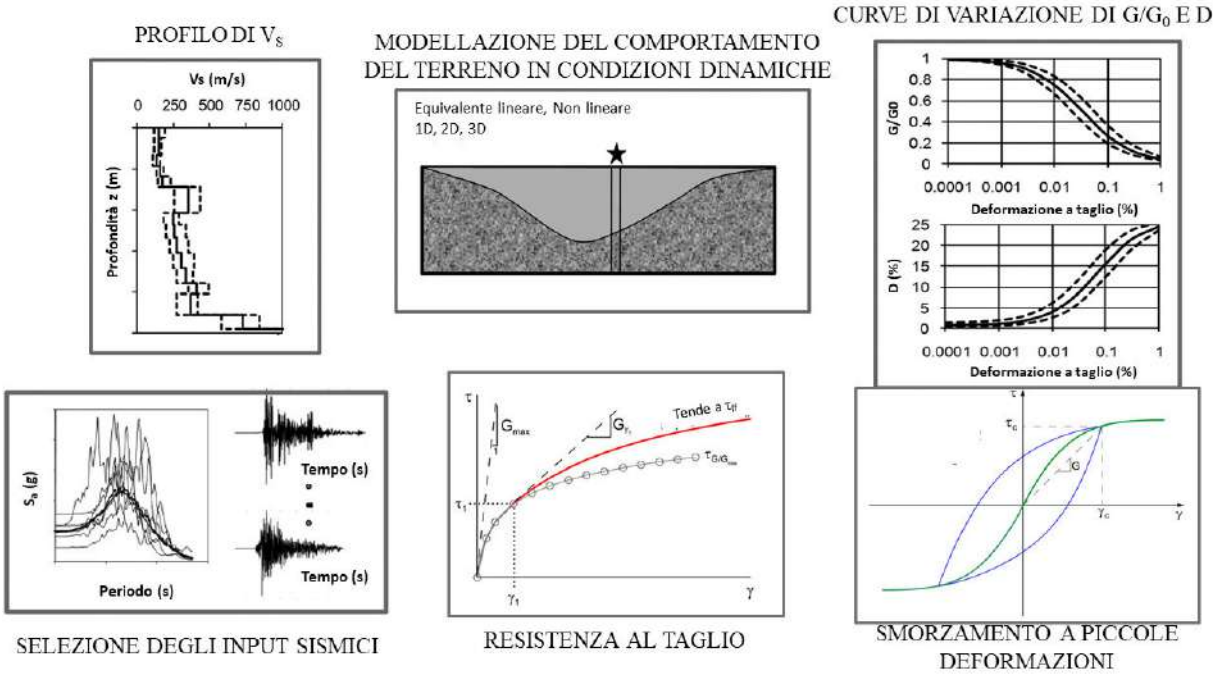



Figura 7: Principali fonti di incertezze epistemiche e variabilità aleatorie nelle analisi di risposta sismica locale, modificata da Rathje et al. (2010).

Tabella 3: Lista delle principali fonti di incertezza epistemica e variabilità aleatoria nelle analisi di risposta sismica locale.

| | | INCERTEZZE EPISTEMICHE | VARIABILITÀ ALEATORIE |
|---|---|---|---|
| **Profilo di $V_S$** | | I diversi tipi di prova comportano una diversa entità e proporzione di incertezze epistemiche e variabilità aleatorie (Passeri et al. 2019), anche in funzione alla complessità del sito | |
| **Curve di variazione** | | • Residui di regressione e caratteristiche specifiche del modello adottato (in caso di curve empiriche).<br>• Limitazioni delle misure sperimentali (in caso di prove di laboratorio) | Indeterminazione di tali grandezze alla scala del sito, funzione della complessità geologica e dell'estensione dello studio (es. dipendenza dalla pressione di confinamento) |
| **Selezione dell'input sismico** | | • Scelta del livello di pericolosità<br>• Tipologia di spettro di riferimento ed accuratezza della spettrocompatibilità<br>• Numero e tipo di input sismici selezionati<br>• Coerenza con la condizione di riferimento<br>• Effetti di campo vicino e lontano | Variabilità inclusa nel risultato di riferimento di pericolosità, ottenuto tramite analisi probabilistica. Per aree estese, sono necessari più valori di riferimento |
| **Modellazione della comportamnento in condizioni dinamiche** | **Equivalente Lineare** | • Parametri meccanici costanti nel tempo<br>• Risposte fortemente non lineari (i.e., terreni sabbiosi soggetti a scuotimenti forti e ad alta frequenza)<br>• Convergenza<br>• Ipotesi di calcolo della deformazione efficace (SSR)<br>• Analisi in tensioni totali | Nessuna variabilità aleatoria |
| | **Nonlineare** | • Schema numerico (e.g., approccio implicito o esplicito)<br>• Formulazione dello smorzamento<br>• Modello costitutivo e calibrazione dei parametri, soprattutto per i modelli con generazione di sovrappressioni interstiziali<br>• Condizioni al contorno e spessore degli strati<br>• Richiesta di esperienza specifica | |
| **Resistenza a taglio** | | • Tipo di prova di laboratorio condotta e tensioni in sito<br>• Legge di adattamento tra piccole deformazioni e grandi deformazioni o modellazione costitutiva | Indeterminazione di tali grandezze alla scala del sito, funzione della complessità geologica e dell'estensione dello studio (es. dipendenza dalla pressione di confinamento) |
| **Smorzamento a piccole deformazioni** | | • Mancanza di una conoscenza rigorosa sull'entità dei fenomeni di dissipazione alla scala del sito, in particolar modo ad alte frequenze (ad esempio il fenomeno dello scattering delle onde sismiche comporta una maggiore attenuazione alla scala del sito)<br>• Modello impiegato nelle analisi NL per lo smorzamento viscoso, in particolar modo ad alte frequenze | Parte dell'attenuazione geometrica è controllata dalla tridimensionalità della propagazione dell'onda sismica |

### 2.3.1. Profilo di $V_S$

Rathje et al. (2010) e Field and Jacob (1993) hanno dimostrato che i parametri più influenti nelle analisi di RSL sono il profilo di $V_S$ e le curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento. In particolare, le incertezze assumono un ruolo chiave in presenza di strati deformabili superficiali, nei quali un incontrollato abbattimento di rigidezza potrebbe tradursi in una sovrastima del livello di dissipazione energetica, dando luogo a risultati non cautelativi. Questa problematica comporta la necessità di adottare un sistema coerente di correlazione tra le velocità (Rathje et al. 2010). Inoltre, l'effetto delle incertezze viene amplificato in presenza di forti contrasti di impedenza (Li and Assimaki 2010).
Pehlivan et al. (2016) hanno invece studiato l'effetto della VA nel profilo di $V_S$ mediante randomizzazione di un campione di riferimento. All'aumentare del livello di variabilità di $V_S$, l'amplificazione si riduce mediamente mentre aumenta la relativa variabilità, comportando stime più gravose dell'azione sismica. Inoltre, è stato constatato che la variabilità di $V_S$ è la principale responsabile delle elevate incertezze a bassi periodi di vibrazione negli spettri di risposta.

### 2.3.2. Curve di variazione del modulo di rigidezza e del rapporto di smorzamento

Li and Assimaki (2010) hanno sottolineato l'influenza sui risultati di RSL delle curve di variazione in presenza di depositi molto deformabili. Inoltre, il modello empirico adottato nelle simulazioni diventa rilevante in presenza di azioni sismiche elevate (Papaspiliou et al. 2012), mentre l'incertezza nelle curve è di secondo piano in aree a bassa sismicità (Pagliaroli et al. 2015). In particolare, Faccioli et al. (2015) hanno evidenziato che l'IE più rilevante deriva dal tipo di curva di variazione adottato, il quale esercita un'influenza anche più forte rispetto all'approccio di calcolo impiegato (lineare, equivalente lineare o non lineare), specialmente per valutazioni riferite a lunghi periodi di ritorno. Infatti, Régnier et al. (2016) suggeriscono di effettuare una scelta accurata della formulazione di letteratura e di effettuare un confronto con specifici risultati sperimentali.
Inoltre, Bahrampouri et al. (2018) hanno osservato che la randomizzazione delle curve di variazione risente fortemente delle condizioni di sito e della sismicità, in quanto la variabilità delle funzioni di trasferimento aumenta in presenza di siti deformabili soggetti a forti azioni sismiche.

### 2.3.3. Selezione dell'input sismico

I principali parametri che influenzano la funzione di amplificazione sono, in termini medi, l'accelerazione spettrale dell'input sismico e, in termini di variabilità, il numero di accelerogrammi considerati (Bazzurro and Cornell 2004). Quest'ultimo deve essere almeno pari a 10 per garantire un buon livello di stabilità alla soluzione (Rathje et al. 2010).
Faccioli et al. (2015) hanno introdotto una procedura efficace per la definizione degli input sismici, basata su un'accurata selezione di accelerogrammi registrati compatibili con lo spettro di risposta di riferimento. Gli accelerogrammi sono in seguito scalati iterativamente nel dominio delle frequenze, senza alterazione nella fase, in modo da migliorare l'adattamento con lo spettro target. Tale metodo si propone di conservare la natura fisica delle registrazioni.

Con riferimento alla natura dell'input sismico, Pehlivan et al. (2016) non hanno constatato significative differenze tra l'impiego di accelerogrammi registrati o di accelerogrammi artificiali, generati mediante la Random Vibration Theory. D'altra parte, la variabilità della risposta ottenuta con il secondo approccio non può essere introdotta nell'analisi di rischio sismico, in quanto non rappresenta una reale variabilità tra più registrazioni (Bazzurro and Cornell 2004).

### 2.3.4. Modellazione del comportamento del terreno in condizioni dinamiche

Uno dei primi studi riguardanti le IE dovute all'approccio di modellazione del comportamento del terreno in condizioni dinamiche è quello di Hartzell et al. (2004), che ha evidenziato una deviazione tra modelli equivalenti lineari (EQL) e non lineari (NL) crescente al diminuire della rigidezza del deposito. Da questa osservazione è scaturita la raccomandazione di impiegare approcci NL in caso di depositi deformabili soggetti a forti azioni sismiche, in cui altrimenti si otterrebbe una sovrastima della risposta (Baise et al. 2011).
Una valutazione rigorosa, che prevede il confronto di diverse analisi con registrazioni in profondità, è stata condotta da Kwok et al. (2008) e da Stewart and Kwok (2008). Gli studi hanno evidenziato come sia i metodi EQL sia i metodi NL diano luogo a sovra-smorzamento a bassi periodi, più marcato nei primi rispetto ai secondi. Una possibile causa è l'impiego di valori di rigidezza e smorzamento costanti nel tempo, che si associano alle basse frequenze e sono sovrastimati ad alte frequenze (Kaklamanos et al. 2013).
Rathje and Kottke (2011) hanno evidenziato le differenze epistemiche tra i risultati ottenuti da approcci EQL e NL, al variare della frequenza. Ad alte frequenze (superiori a 25 Hz), lo schema NL dà luogo ad una minore amplificazione a causa dell'incoerenza di fase nello scuotimento introdotta in tale approccio. A frequenze intermedie (tra 5 Hz e 25 Hz), la situazione si ribalta a causa del sovra-smorzamento da parte dell'approccio EQL. In condizione di risonanza, si osserva una minore amplificazione da parte degli approcci NL, probabilmente a causa delle continue variazioni di rigidezza del terreno.
Diversi studi hanno provato a introdurre dei limiti di applicabilità dei diversi approcci di analisi, stimando le incertezze epistemiche. Kaklamanos et al. (2013) hanno individuato una soglia nel livello di deformazione, pari a 0.1%, oltre la quale le analisi lineari comportano una sovrastima della risposta. Assimaki and Li (2012) hanno individuato dei parametri di sito e di scuotimento che suggeriscono a priori una risposta fortemente non lineare da parte del deposito. Kim et al. (2016), riprendendo questi studi, introducono un parametro sintetico di previsione della divergenza tra approccio EQL e NL, definito nel seguente modo:

$$\gamma_{est} = \frac{PGV_{input}}{V_{S,30}} \qquad (4)$$

Il confronto di tale parametro con un valore soglia consente una valutazione aprioristica del metodo di analisi più indicato.
In ultimo, Régnier et al. (2016) riportano una valutazione della variabilità nel metodo NL dovuta all'algoritmo di calcolo, individuando una deviazione standard logaritmica indipendente dal periodo di vibrazione pari a 0.1.

## 2.4. Caso studio: Mirandola

### 2.4.1. Descrizione dei dati

La stratigrafia nel sito di Mirandola è composta da un'alternanza di strati teneri in argilla limosa e di orizzonti sabbiosi nei primi 100 m di profondità, i quali poggiano su un substrato geologico di depositi marini e di transizione. Le analisi sismiche hanno coinvolto prove invasive e non e hanno consentito una classificazione del sito secondo la classe C delle norme NTC2018 (deposito profondo con $V_{S,eq}$ tra 180 e 360 m/s). Ulteriori dettagli sulla caratterizzazione del suolo sono disponibili in Garofalo et al. (2016), che riporta i risultati del progetto InterPACIFIC.

Lo studio ha considerato soltanto profili di $V_S$ caratterizzati da un marcato contrasto di impedenza in profondità. Questo vincolo ha portato alla selezione di 8 modelli da prove invasive (prove Cross-Hole, Down-Hole e P-S suspension loggings) (Figura 8.a) e 12 da prove non invasive per onde superficiali (Figura 8.b). Indipendentemente da questo, i profili ottenuti con le diverse prove ricadono entro i profili definiti secondo le linee guida EPRI (2013) e ottenuti tramite traslazione del profilo medio secondo una deviazione standard logaritmica ($\sigma_{ln(Vs)}$) pari a 0.25. Questi particolari profili saranno in seguito indicati come "modelli statistici".

Il confronto tra i modelli (Figura 9) consente di effettuare una stima della variabilità inter-metodo, che evidenzia un buon grado di accordo tra i profili medi ottenuti dalle prove e il modello di riferimento. Tale modello, proposto da Laurenzano et al. (2017), è stato stimato in modo da adattarsi al meglio alla funzione di trasferimento empirica misurata nel sito. La deviazione standard di $V_S$ presenta un picco tra 50 m e 80 m per le prove invasive e un costante incremento con la profondità per le prove non invasive, in coerenza con la riduzione della loro capacità di risoluzione a grandi profondità. In ogni caso, i valori ottenuti sono nettamente inferiori rispetto al valore costante e indipendente dalla profondità proposto dall'EPRI (2013), pari a 0.25.

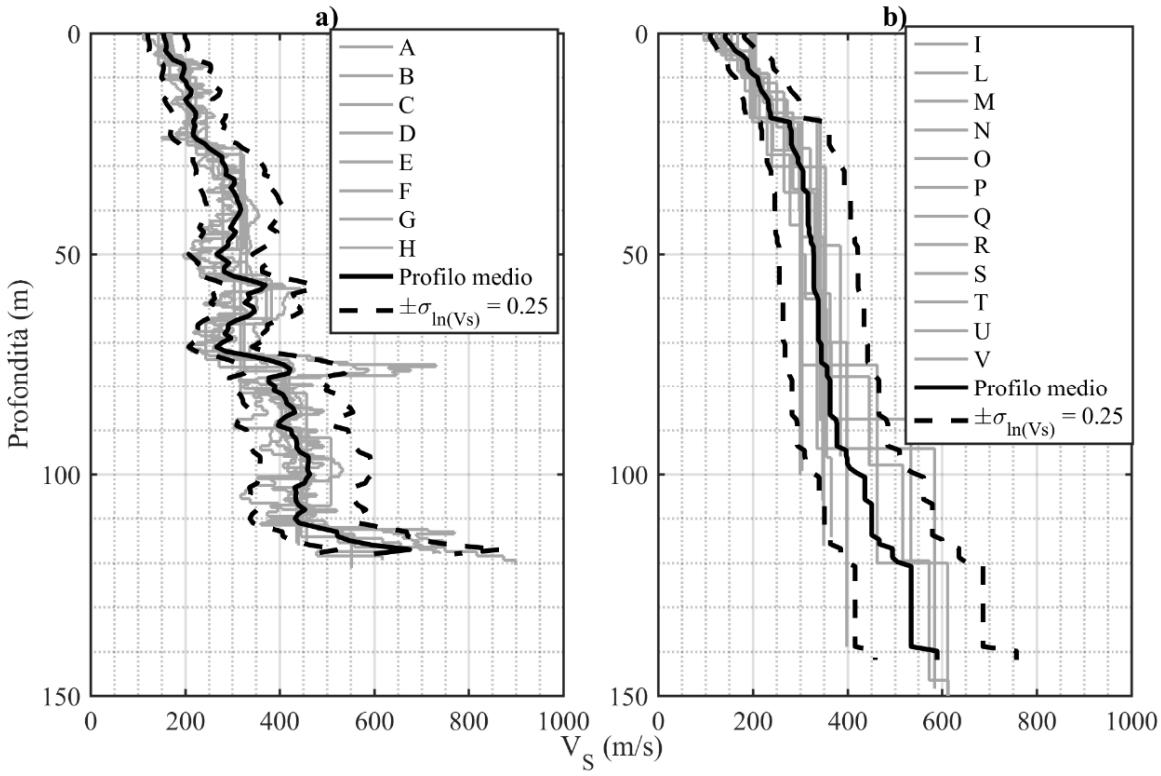



Figura 8: Profili di $V_S$ da prove invasive (a) e da prove non invasive (b).

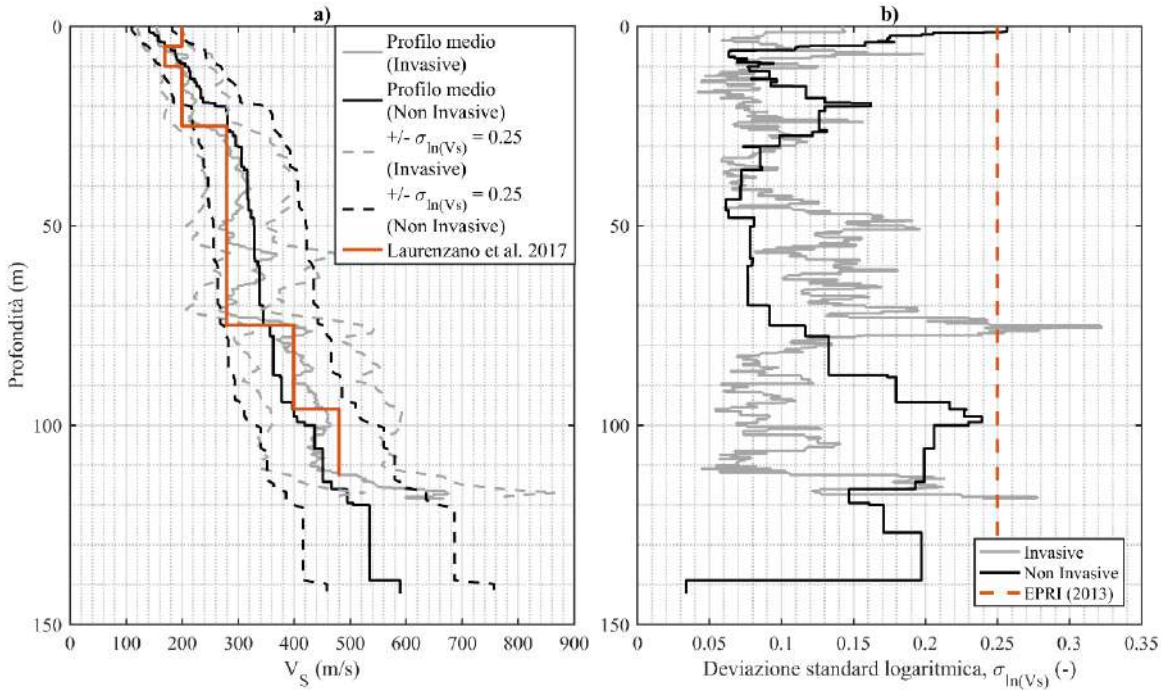



Figura 9: Profilo medio (a) e deviazione standard logaritmica (b) dei profili di $V_S$ da prove invasive e non invasive.

## 2.5. Analisi della risposta sismica

### 2.5.1. Risposta visco-elastica lineare

Ogni profilo di $V_S$ è stato oggetto di un'analisi visco-elastica lineare, che ha consentito di impostare un confronto tra le funzioni di trasferimento calcolate per ogni profilo sperimentale, come mostrato in Figura 10.a-b. Il confronto considera anche la frequenza media di picco misurata nelle prove HVSR nell'ambito del progetto InterPACIFIC. Le funzioni sono coerenti tra loro e sono caratterizzate da valori di ampiezza decisamente elevati a causa dell'impiego del rapporto di smorzamento a piccole deformazioni proposto da Darendeli (2001). Tale valore, ottenuto da prove di laboratorio, non tiene conto di aspetti come l'attenuazione radiale e la riflessione (backscattering), che contribuiscono allo smorzamento apparente in sito (Zalachoris and Rathje 2015). Inoltre, le frequenze fondamentali di risonanza ottenute dalle prove sono compatibili con il valore risultante dalla prova HVSR e con le frequenze proprie della funzione di trasferimento empirica (Figura 10.c).
Focalizzandosi sui modelli statistici, questi esibiscono frequenze di risonanza al di fuori del range corrispondente ai modelli misurati. Questa osservazione dimostra che i profili statistici non riproducono adeguatamente il comportamento del deposito a bassi livelli deformativi.

### 2.5.2. Analisi equivalenti lineari

Le analisi EQL sono state effettuate per due collezioni di accelerogrammi aventi diverso livello di sismicità, con accelerazione di picco (PGA) pari a 0.1g e 0.5g. La risposta è stata valutata in termini di spettro di risposta in accelerazione in superficie e di funzione di amplificazione, confrontando i risultati dei modelli sperimentali, del modello di riferimento e dei modelli statistici (Figura 11 e Figura 12).

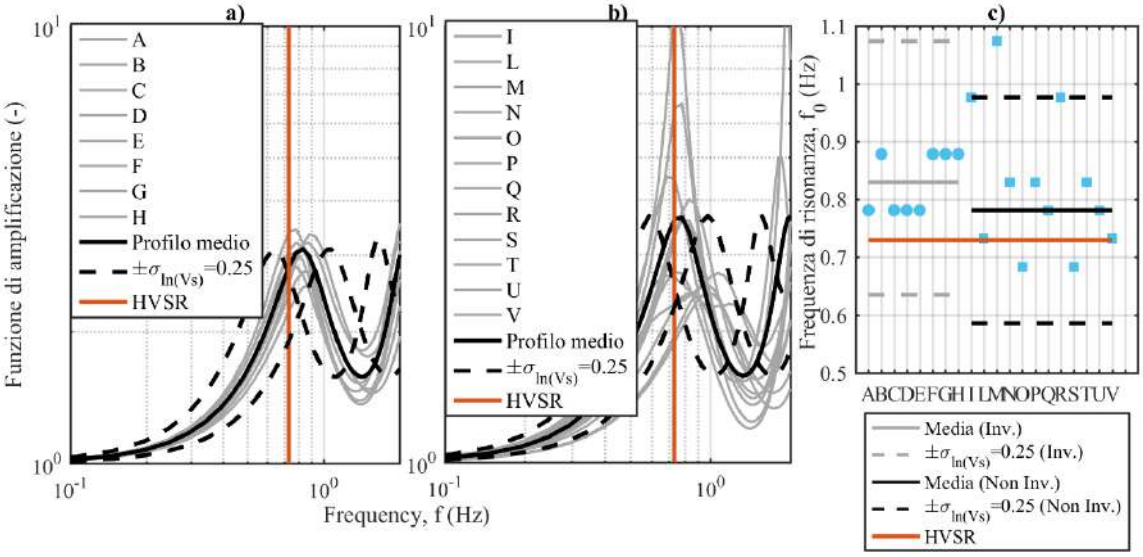



Figura 10: Risultati delle analisi EL: funzioni di trasferimento ottenute da prove invasive (a) e non (b) e confronto tra le frequenze di risonanza e il risultato della prova HVSR (c).

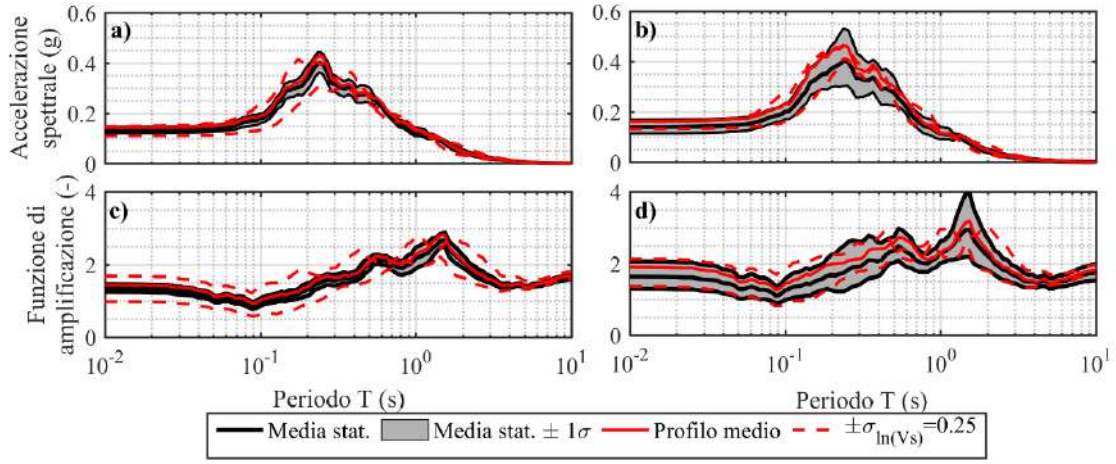



Figura 11: Accelerazioni spettrali e funzioni di amplificazione ottenute da analisi EQL a bassa sismicità per prove invasive (a-c) e prove non invasive (b-d).

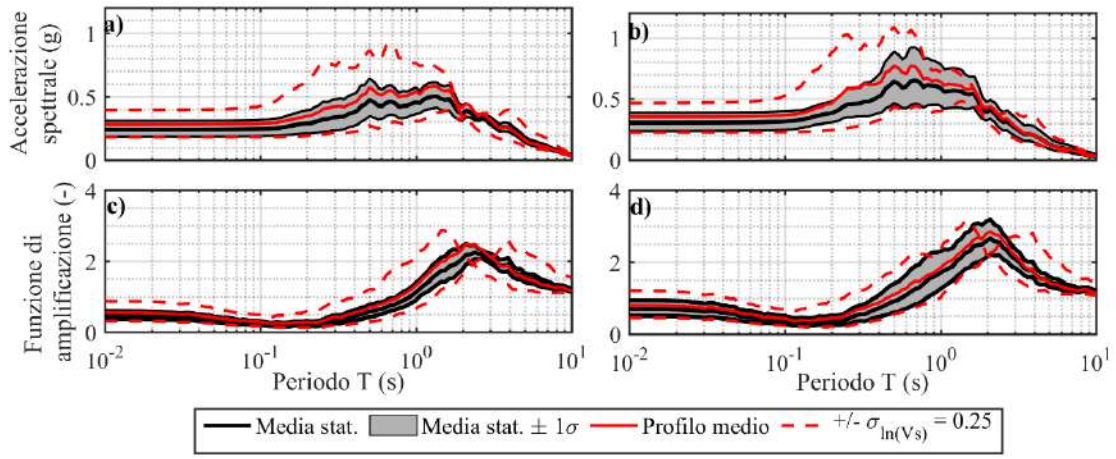



Figura 12: Accelerazioni spettrali e funzioni di amplificazione ottenute da analisi EQL a elevata sismicità per prove invasive (a-c) e prove non invasive (b-d).

A bassi livelli di sismicità (Figura 11), sussistono delle piccole differenze tra la risposta spettrale del profilo medio e la media statistica dei singoli modelli, i quali comunque forniscono spettri di risposta coerenti. I modelli statistici, d'altra parte, presentano un risultato non compatibile con i modelli sperimentali in termini di frequenza di risonanza, a causa della loro inefficacia nella valutazione dell'incertezza epistemica (Teague and Cox 2016) e della loro incoerenza rispetto al dato sperimentale (picchi di HVSR e funzione di trasferimento empirica).
Sotto elevate azioni sismiche (Figura 12), l'effetto delle variabilità inter-metodo sulla risposta è più marcato, si osserva infatti una maggiore differenza tra la risposta del profilo medio e la media statistica delle risposte, pur rimanendo entro l'intervallo definito da una deviazione standard. Inoltre, l'incompatibilità dei modelli statistici è ancor più spiccata, in quanto il risultato mostra anomalie in termini sia di contenuto in frequenza sia di ampiezza.
In seguito, è stato effettuato un confronto tra i risultati ottenuti a partire da prove invasive e non, in termini di media e deviazione standard logaritmica delle funzioni di amplificazione (Figura 13.a-b). Si come i profili derivati da prove invasive diano luogo a una minore ordinata della funzione di amplificazione. I primi, infatti, presentano picchi e irregolarità nel profilo di deformazione massima a taglio ($\gamma_{max}$, mostrato con riferimento alla collezione di input a bassa sismicità - Figura 13.c) che implicano maggiore smorzamento e minore amplificazione. Queste irregolarità sono figlie delle irregolarità nel profilo di $V_S$ ricavato con le prove invasive (Figura 8.a).
Focalizzandosi sulla deviazione standard, gli input a maggiore sismicità danno luogo a una maggiore variabilità delle funzioni di amplificazione, soprattutto intorno al periodo dominante degli input, pari a 0.25 s.

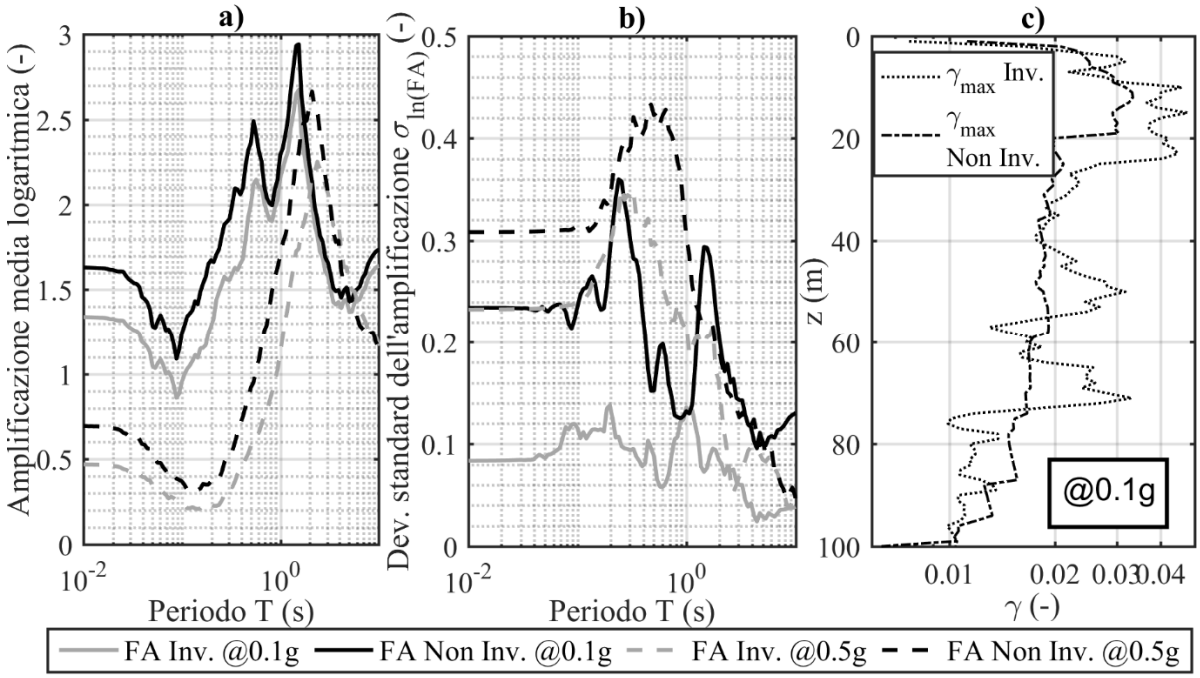



Figura 13: Ordinate medie (a) e deviazione standard logaritmica (b) degli spettri di risposta e c) profilo di massima deformazione (@ 0.1g).

Tabella 4: Valore medio e deviazione standard dei parametri di scuotimento in superficie per il sito di Mirandola.

| | PGA = 0.1 g | | | | PGA = 0.5 g | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Invasive | | Non invasive | | Invasive | | Non invasive | |
| | Media | $\sigma_{ln}$ | Media | $\sigma_{ln}$ | Media | $\sigma_{ln}$ | Media | $\sigma_{ln}$ |
| **PGA** | 0.13 g | 0.07 | 0.14 g | 0.17 | 0.24 g | 0.23 | 0.31 g | 0.22 |
| **Intensità di Arias** | 0.21 m/s | 0.10 | 0.23 m/s | 0.30 | 2.06 m/s | 0.27 | 2.88 m/s | 0.42 |
| **Intensità di Housner** | 45.48 cm | 0.02 | 42.91 cm | 0.10 | 212.07 cm | 0.15 | 241.69 cm | 0.20 |

Come sintesi dei risultati, in Tabella 4 sono riportati i valori medi e le deviazioni standard (calcolati assumendo una distribuzione logaritmica) di tre parametri di scuotimento: PGA, intensità di Arias e intensità di Housner. L'accelerazione di picco mostra un incremento nella media e nella deviazione standard quando si passa a livelli di sismicità più elevati e a prove non invasive. L'intensità di Arias e l'intensità di Housner, invece, presentano minori differenze, mostrando un buon livello di coerenza inter-metodo, grazie al buon livello di accordo tra gli spettri di risposta in pseudo-velocità nel range di periodi di interesse ingegneristico, tra 0.1 s e 2.5 s. D'altra parte, si osserva comunque un incremento nell'influenza delle IE all'aumentare della sismicità, per effetto del comportamento non lineare.
Questo esempio consente di evidenziare il ruolo che assumono le IE e il modo con cui esse possano essere gestite all'interno di un'analisi di RSL. Inoltre, esso ha sottolineato le limitazioni dell'approccio statistico proposto dall'EPRI (2013). Del resto, tale assunzione implica una perfetta correlazione tra le velocità in ogni strato (Toro 1995). Questa ipotesi è innaturale, come confermato dall'incompatibilità tra i profili ottenuti con misure in sito quali dati di dispersione, curve HVSR (Teague et al. 2018) e/o funzioni di trasferimento empiriche. La compatibilità è un requisito fondamentale, in quanto il comportamento di un deposito di terreno a piccoli livelli deformativi (colto dalle misure in sito) dipende principalmente dal profilo di velocità.

## 3. RISPOSTA SISMICA LOCALE: ASPETTI NORMATIVI

La valutazione degli effetti di sito è di rilevante importanza nella definizione dell'azione sismica di progetto. A tal proposito, negli ultimi anni, sono stati proposti diversi approcci volti alla stima semplificata della RSL.
Nel seguito è riportata una valutazione dei metodi semplificati proposti nelle nuove NTC2018. Il metodo adottato si basa su simulazioni lineari viscoelastiche equivalenti (EQL) effettuate su un database di modelli 1D di sottosuolo, generati secondo una procedura stocastica. L'input sismico di riferimento consiste in diversi set di accelerogrammi mediamente spettro-compatibili, riferiti a siti caratterizzati da livelli di sismicità crescenti. L'analisi dei risultati ottenuti ha permesso di valutare le previsioni proposte dalla normativa mediante parametri sintetici dell'amplificazione sismica, in termini di attendibilità e dispersione.

### 3.1. Approcci di normativa per la risposta sismica locale

Le più recenti versioni delle normative per le costruzioni richiedono il rispetto di determinati requisiti di sicurezza e funzionalità del costruito in presenza di azioni sismiche. L'entità di tale azione costituisce un parametro di primaria importanza in chiave progettuale, in quanto

essa consente di individuare il livello di sollecitazione cui può essere soggetta la struttura e dunque la domanda a cui essa è chiamata a rispondere. Il suo valore dipende delle condizioni sismo-tettoniche e geologiche del sito di interesse.

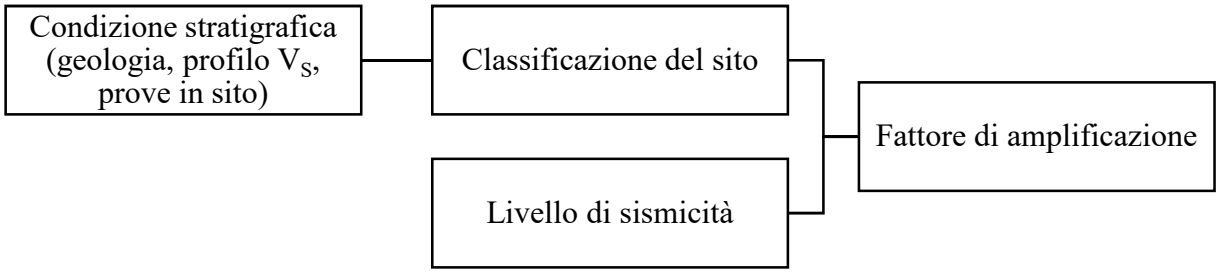



Figura 14: Schema del principio dell'approccio di normativa per gli effetti di sito.

La valutazione rigorosa dell'azione sismica richiede l'esecuzione di una dettagliata campagna di caratterizzazione del contesto geologico e sismo-tettonico del sito e il ricorso a sofisticati metodi di analisi. Questo prevedrebbe l'impiego di risorse spesso non disponibili nelle attività di progettazione ordinaria o incompatibili in fase di studio di fattibilità. Al fine di risolvere questa criticità, diverse normative sismiche suggeriscono un approccio semplificato per la valutazione della RSL, che applica uno o più coefficienti di amplificazione all'azione sismica valutata in una condizione geologica standard (tipicamente, affioramento roccioso pianeggiante). I coefficienti sintetizzano al loro interno il fenomeno dell'amplificazione sismica e manifestano le due dipendenze fondamentali della risposta sismica locale (Figura 14).

Da una parte, i coefficienti dipendono dalla condizione geologica del sito, in quanto il profilo di rigidezza e il contrasto di impedenza costituiscono una prima causa di amplificazione delle onde sismiche. A causa della complessità nella descrizione della tipologia di deposito, le normative introducono uno schema di classificazione del sito, che raggruppa differenti condizioni in classi omogenee dal punto di vista della risposta sismica.

Dall'altra parte, i coefficienti dipendono anche dal livello di sismicità atteso, poiché per effetto della non linearità, la dissipazione di energia induce una riduzione dell'amplificazione sismica per scuotimenti elevati.

Questa strategia introduce una forte semplificazione, in quanto condensa un fenomeno complesso e marcatamente non lineare all'interno di un numero limitato di parametri che modificano la forma dello spettro di risposta. Di conseguenza, il metodo porta dietro di sé alcune limitazioni, le quali possono essere ricondotte a due fronti specifici.

Una delle principali problematiche è costituita dal criterio di classificazione del sito e, in particolare, dal sistema di parametri descrittori della condizione litostratigrafica. Trattandosi di un approccio semplificato, vi è la necessità di schematizzare in pochi parametri un grande numero di informazioni sulle caratteristiche del deposito, quali la stratigrafia, la granulometria, la rigidezza, il comportamento del materiale in condizioni dinamiche, etc. Borcherdt (1994) ha osservato che l'amplificazione sismica risente principalmente dalla rigidezza degli strati superficiali di sottosuolo, fino a 30 m di profondità. Pertanto, egli ha proposto un sistema di classificazione fondato sul corrispondente valore di velocità equivalente delle onde di taglio ($V_{S,30}$), schema che è stato in seguito ripreso in numerose normative (e.g. EC8-1, NTC2008, NEHRP).

D'altra parte, numerosi studi hanno messo in evidenza le limitazioni correlate a questo parametro, in quanto descrive soltanto una caratteristica del deposito e non consente di tenere in conto di altri aspetti importanti che intervengono nel fenomeno dell'amplificazione

sismica, come la frequenza di risonanza del deposito (e.g. Pitilakis et al. 2013). Inoltre, tale schema tende a trascurare aspetti propri del comportamento non lineare del materiale, nel quale possono assumere ruolo primario parametri come l'indice di plasticità (Ciancimino et al. 2018).
Un secondo elemento di criticità riguarda i valori dei coefficienti di amplificazione. Il loro valore è il risultato di un'analisi empirica svolta su una collezione di registrazioni accelerometriche in diverse condizioni di sito, nel quale si è effettuato un confronto tra le accelerazioni su deposito e le accelerazioni misurate in condizioni geologiche standard (e.g. Rey et al. 2002). Il confronto ha consentito la definizione di una distribuzione dei coefficienti di amplificazione per i quali si è selezionato un valore cautelativo. Purtroppo, le banche dati accelerometriche non sono complete di tutte le casistiche e si manifestano lacune per alcune condizioni geologiche e per alcuni livelli di sismicità. Di conseguenza, è possibile riscontrare situazioni in cui la previsione di normativa si discosta da dati empirici o da risultati analitici.
Queste considerazioni hanno spinto numerosi autori a sollevare perplessità riguardo l'impianto normativo, spingendo verso importanti modifiche, ad es. introducendo in modo esplicito la componente di variabilità nell'amplificazione.
Questa sezione propone un caso studio nel quale si è effettuato un confronto tra una collezione di analisi numeriche di RSL e l'impianto normativo delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018). Questa attività consente di impostare un confronto tra i due approcci di analisi degli effetti di sito, evidenziando aspetti positivi e criticità del metodo standard. Maggiori dettagli su tale studio sono disponibili in Aimar et al. (2018).

## 3.2. Caso studio: analisi stocastica di risposta sismica locale

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018) mantengono alcuni aspetti principali dell'approccio di stima dell'amplificazione sismica proposto nella versione precedente (NTC2008). In particolare, i coefficienti di amplificazione sono rimasti invariati sia nel significato fisico sia nel valore numerico. La novità sostanziale riguarda il sistema di classificazione del sottosuolo: sono sempre presenti 5 categorie di sottosuolo (A, B, C, D, E), ma la classificazione è ora funzione della profondità del bedrock sismico $H$ e di un nuovo parametro di velocità equivalente del deposito di terreno ($V_{S,eq}$). Tale valore è pari alle velocità equivalente della colonna di terreno nel caso di depositi superficiali con profondità inferiore a 30 m; in caso contrario, esso è uguale a $V_{S,30}$. Grazie a questa nuova definizione, che tiene direttamente in conto della posizione del bedrock sismico, la velocità equivalente assume un significato più realistico e "fisico", soprattutto nell'ambito dei depositi superficiali.
Al fine di valutare l'attendibilità e l'efficacia del nuovo impianto normativo, è stato impostato un confronto con un database stocastico di RSL, che raccoglie i risultati di 3.202.500 analisi numeriche 1D di amplificazione sismica. Le simulazioni sono state effettuate su una collezione di 91.500 modelli di sottosuolo soggetti a un insieme di input sismici, rappresentativi di diverse condizioni di sismicità nel territorio italiano. L'approccio adottato è il modello EQL (Idriss and Seed 1968), con il supporto del codice di calcolo SHAKE91 (Sun and Idriss 1992).
Il confronto sintetico tra la distribuzione risultante del database e i valori di normativa dei fattori di amplificazione ha consentito di analizzare elementi di criticità quali l'effetto della variabilità, il ruolo delle inversioni di velocità e di altri parametri geotecnici sulla risposta sismica.
In seguito, si illustreranno le modalità di generazione del database di modelli di sottosuolo e i criteri di selezione degli input sismici, a cui seguirà un'illustrazione dei risultati ottenuti.

### 3.2.1. Generazione dei modelli di sottosuolo e selezione degli input sismici

La procedura impiegata per la generazione dei modelli di sottosuolo consiste nella randomizzazione di una collezione di 252 profili stratigrafici reali (Figura 15.a), attraverso una simulazione Monte-Carlo. La generazione di profili di $V_S$ rispetto alla profondità segue la procedura introdotta da Passeri (2019), adottando i parametri statistici proposti da Toro Toro (1995).
I modelli generati sono stati poi oggetto di una selezione rispetto alle categorie di sottosuolo definite nella normativa, in modo da garantire l'omogeneità nella distribuzione dei modelli. A tal scopo, ogni singola categoria di sottosuolo, rappresentata da una regione nel dominio $V_{S,eq}$-$H$, è stata discretizzata secondo un sistema di 100 blocchi con uguali dimensioni, come mostrato in Figura 15.b. A ciascun blocco è assegnato un numero massimo di modelli che può contenere al suo interno, pari a 200 elementi. Un'eccezione è rappresentata dai blocchi che costituiscono la porzione triangolare superiore della regione che rappresenta la classe B, in cui il numero è ridotto a 20 in quanto rappresenta condizioni di deposito inconsuete (es. stratificazioni profonde in roccia alterata).
Il risultato è una collezione di 91.500 modelli 1-D di sottosuolo, che mira a rappresentare in egual misura diverse possibili condizioni di sito di interesse ingegneristico.
In seguito, si è proceduto all'assegnazione del tipo di materiale a ogni strato del modello, in funzione del valore di velocità $V_S$ e della profondità, attraverso l'applicazione inversa della formula empirica di Ohta and Goto (1978). Tale passaggio consente la definizione delle curve non lineari di riferimento, tratte dai seguenti modelli di letteratura: modello di Darendeli (2001) nel caso di materiali sabbiosi e argillosi; modello di Rollins et al. (1998) nel caso di materiali ghiaiosi; modello di Sun and Idriss (1992) nel caso di materiali rocciosi. Infine, si sono attribuite le rimanenti grandezze utili per le analisi di risposta sismica locale, quali il peso unitario, l'indice di plasticità, il grado di sovraconsolidazione, il coefficiente di spinta a riposo e la profondità di falda, secondo la procedura adottata in Ciancimino et al. (2018).
L'azione sismica è rappresentata da una collezione di storie temporali di accelerazione al suolo che mirano a coprire la gamma delle caratteristiche di sismicità del territorio italiano.
Si è fatto riferimento a 5 siti (Tabella 5) aventi un diverso livello di sismicità, per ciascuno dei quali si sono selezionati 7 accelerogrammi naturali compatibili con lo spettro elastico di riferimento ($T_R$=475 anni) nel campo di periodi tra 0.02 s e 2 s. La selezione degli input sismici dalle principali banche dati nazionali e internazionali (ITACA, ESM, ESD e NGA-West2) è stata effettuata nel rispetto del criterio di sismo-compatibilità, garantendo la spettro-compatibilità mediante l'ausilio del software Inspector (Acunzo et al. 2014).

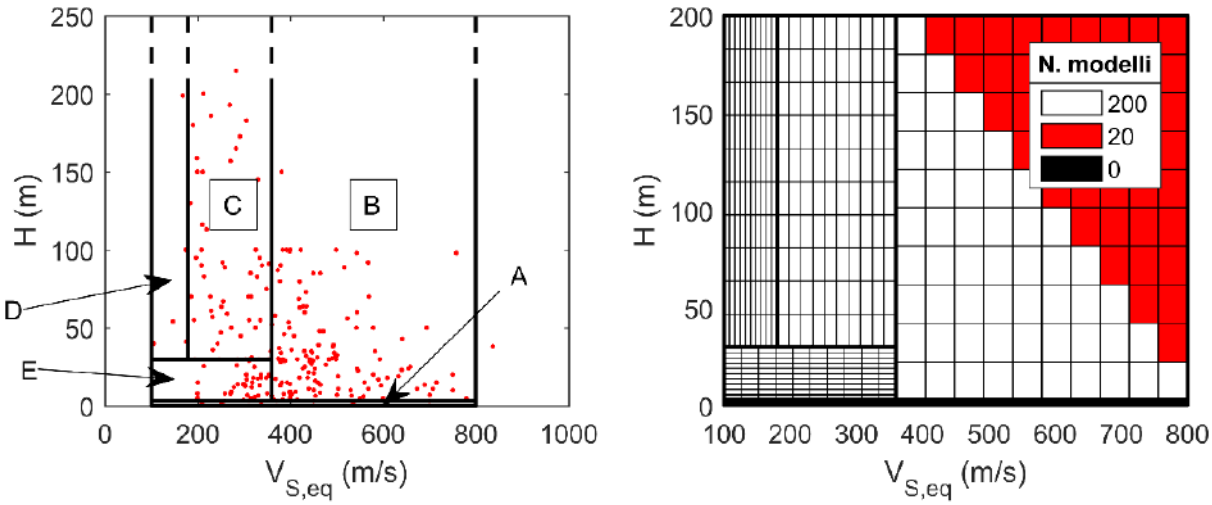



Figura 15: a. Profili di partenza e b. Schema di ricampionamento.

Tabella 5: Posizione geografica e parametri di pericolosità dei siti di riferimento.

| Località | Latitudine | Longitudine | $a_g$ [m/s$^2$] | $F_0$ [-] | $T_C^*$ [s] |
|---|---|---|---|---|---|
| **Termeno S.V.** | 46°.36 N | 11°.24 E | 0.540 | 2.611 | 0.343 |
| **Godrano** | 37°.83 N | 13°.42 E | 1.159 | 2.487 | 0.323 |
| **Urbino** | 43°.68 N | 12°.59 E | 1.739 | 2.445 | 0.327 |
| **San Severo** | 41°.72 N | 15°.43 E | 2.073 | 2.455 | 0.334 |
| **Atina** | 41°.63 N | 13°.75 E | 2.545 | 2.343 | 0.340 |

## 3.2.2. Risultati e discussione

### *3.2.2.1. Confronto tra i risultati delle analisi e i valori di normativa*

Nel seguito si mostrano i risultati dello studio, nel quale si è impostato un confronto tra l'amplificazione sismica risultante dal database stocastico e il valore previsto dalle formulazioni di normativa.
Il confronto richiede l'introduzione di un parametro sintetico in grado di descrivere l'amplificazione sismica. A tal fine, è stato impiegato il fattore globale di amplificazione spettrale $SA$, definito secondo la formulazione integrale introdotta da Rey et al. (2002).

$$SA = \frac{I_s}{I_i}, \qquad I = \int_{0.05}^{2.5} S_e(T)dT \tag{5}$$

Come mostrato in ( 5 ), il fattore è il rapporto tra le intensità spettrali valutate in superficie del deposito e in input. L'intensità spettrale $I$ è calcolata come integrale dello spettro di risposta $S_e(T)$ nell'intervallo di periodi tra 0.05 s e 2.5 s.
Tale parametro riassume al suo interno tutte le variazioni, sia di forma che di ampiezza, che subisce lo spettro di risposta. Inoltre, essendo calcolato considerando un vasto intervallo di periodi di interesse ingegneristico, esso consente di valutare l'affidabilità delle prescrizioni di normativa per le applicazioni di natura strutturale.
Effettuando il confronto per ciascuna categoria di sottosuolo in ogni sito di riferimento (Figura 16), si evidenzia come le prescrizioni di norma tendano a restituire una stima in eccesso rispetto alla distribuzione dei risultati delle analisi numeriche. In particolare, i valori proposti nelle NTC2018 restituiscono una stima dell'amplificazione sismica abbastanza in linea con la media dei risultati nel caso di suoli poco deformabili (categorie B e C). Al

contrario, si constata una sovrastima dell'amplificazione sismica nelle categorie D ed E, con uno scostamento più marcato nella prima. L'esito del confronto risente anche del sito di riferimento e dunque del livello di sismicità: all'aumentare dell'accelerazione di picco attesa in sito, infatti, la previsione di normativa si riduce progressivamente, in quanto tiene conto della non linearità nel comportamento del suolo e della conseguente minore amplificazione. D'altra parte, l'abbassamento che si osserva nei risultati è più significativo. Pertanto, all'aumentare della sismicità, le NTC2018 tendono a restituire un risultato maggiormente cautelativo di amplificazione sismica.
Il confronto evidenzia dunque un buon livello di affidabilità dei fattori di amplificazione proposti da normativa, in quanto questi tendono a dar luogo a una stima mediamente a favore di sicurezza rispetto alla distribuzione dei risultati. Il valore di norma, infatti, corrisponde a un percentile della distribuzione che oscilla da circa 50% (categoria C nel sito di Termeno sulla Strada del Vino) a quasi 100% (categoria D nel sito di Urbino). Alla luce di questo, si potrebbe concludere che la norma fornisca una stima cautelativa dell'azione sismica rispetto ai risultati delle analisi, giustificando così la sua efficacia per le applicazioni progettuali.

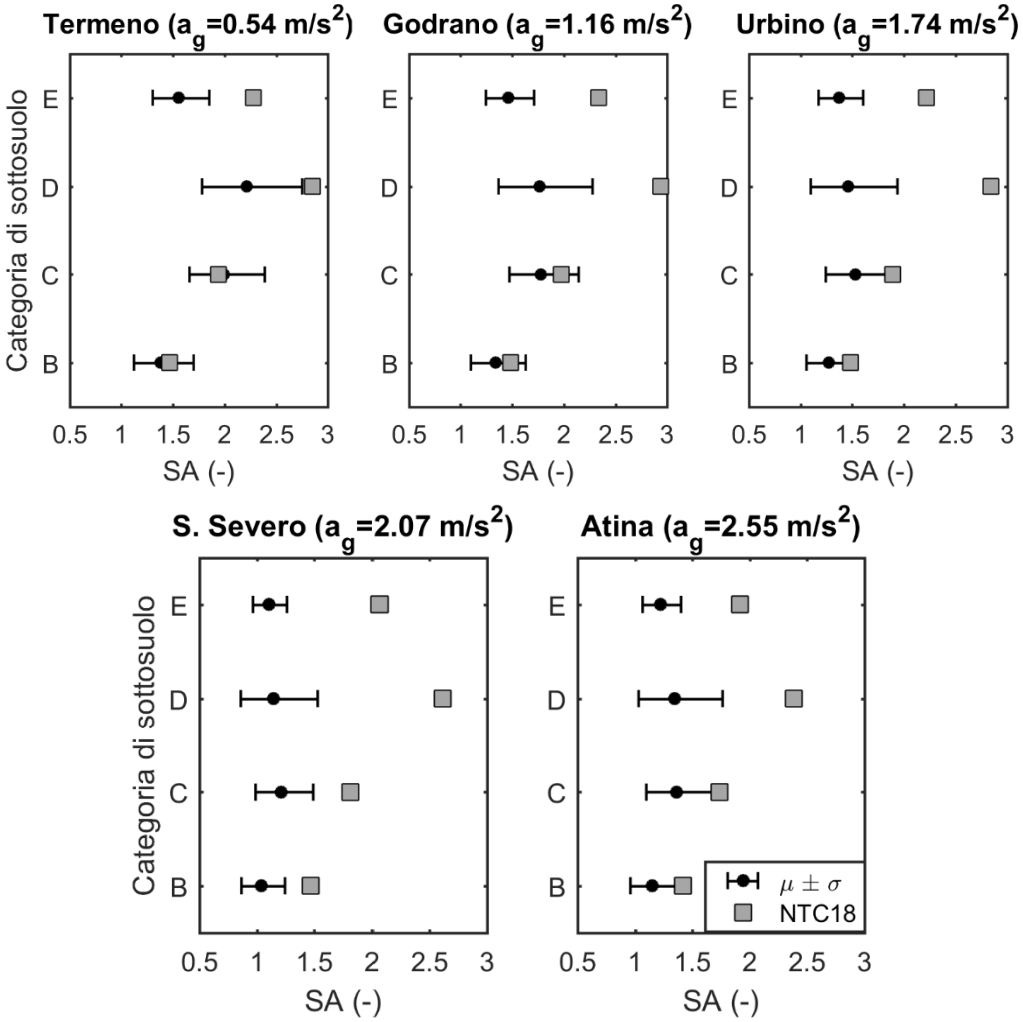



Figura 16: Confronto tra i risultati delle analisi di risposta sismica locale e i valori di norma.

In realtà, il confronto finora effettuato è stato focalizzato sui termini medi e non ha tenuto conto della variabilità dei risultati in modo esplicito. Tale variabilità, d'altra parte, non è trascurabile. Come mostrato in Tabella 6, infatti, il coefficiente di variazione (indicatore del

livello di dispersione di una distribuzione di valori) assume valori elevati, aggirandosi attorno al 20%, con picchi fino al 30% nei modelli più deformabili.
Alla luce di questo, è necessario spingere più nel dettaglio l'analisi ed effettuare un confronto diretto tra la distribuzione puntuale dei singoli risultati analitici e il trend teorico definito dalla normativa. A titolo di esempio, si riportano i risultati per le categorie di sottosuolo B, C e D, con riferimento al sito di Urbino, che corrisponde a una condizione di medio-elevata sismicità (Figura 17).

Tabella 6: Coefficienti di variazione del fattore globale di amplificazione spettrale $SA$.

| Sito di riferimento | B | C | D | E | $\overline{CV}$ (%) per sito |
|---|---|---|---|---|---|
| **Termeno S.V.** | 20.8 | 18.4 | 21.9 | 17.8 | 19.7 |
| **Godrano** | 19.8 | 19.0 | 26.1 | 15.9 | 20.2 |
| **Urbino** | 19.1 | 21.1 | 28.2 | 15.7 | 21.0 |
| **Atina** | 18.0 | 21.1 | 27.3 | 13.9 | 20.2 |
| **$\overline{CV}$ (%) per categoria** | 19.4 | 20.0 | 25.9 | 20.2 | |

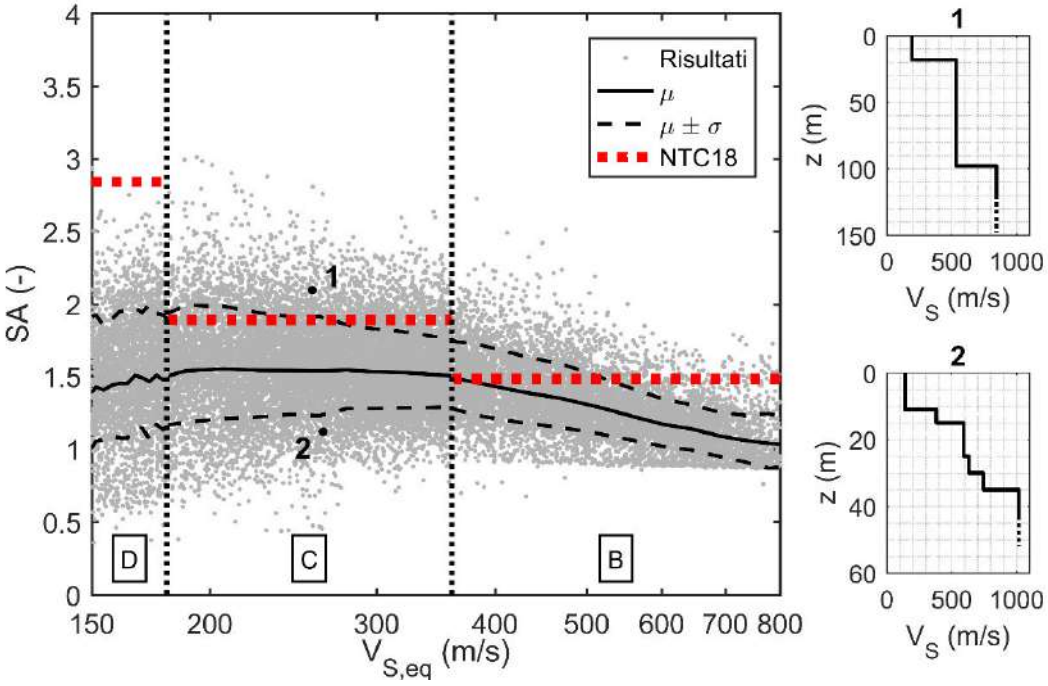



Figura 17: Confronto tra la distribuzione dei risultati e i valori di norma, con in evidenza due modelli inclusi nell'analisi.

In accordo con quanto evidenziato in Tabella 6, la distribuzione dei risultati delle analisi di RSL presenta un elevato grado di dispersione, che tende ad aumentare muovendosi dalla classe B verso le categorie di sottosuolo più deformabili. La causa di tale variabilità è la compresenza nella stessa categoria di una vasta gamma di condizioni di sito, aventi diverse caratteristiche dal punto di vista stratigrafico e geotecnico, come evidenziato dai profili 1 e 2 in Figura 17. I modelli 1 e 2, infatti, presentano simili condizioni in superficie e questo porta ad assumere ugual comportamento secondo lo schema di normativa. In realtà, essi differiscono nella modalità di incremento della rigidezza con la profondità e nelle caratteristiche del bedrock. Il modello 1, da una parte, rappresenta un deposito profondo relativamente rigido e omogeneo e poggiante su un substrato molto competente; il modello 2, dall'altra parte, corrisponde a un deposito poco profondo le cui proprietà migliorano

gradualmente con la profondità, in cui il contatto con il bedrock presenta un contrasto di impedenza meno significativo. Di conseguenza, le risposte che i due modelli assumono sono profondamente diverse, tanto che si collocano presso l'estremo superiore e l'estremo inferiore della distribuzione dei risultati.
L'elevata variabilità dei risultati, conseguenza della variabilità dei modelli inclusi in ciascuna categoria di sottosuolo, costituisce il principale punto debole del sistema di classificazione di sito che, basandosi su pochi parametri, tende a mettere insieme condizioni di sito anche molto differenti. A causa di questo, infatti, le prescrizioni di normativa sono mediamente conservative, ma si identifica comunque un numero considerevole di situazioni in cui la stima non è sufficientemente cautelativa. Al fine di risolvere questa problematica, come evidenziato in Ciancimino et al. (2018), potrebbe essere utile integrare i valori normativi con un'informazione di dispersione statistica in termini di deviazione standard, al fine di dare consapevolezza delle incertezze e delle aleatorietà coinvolte nel fenomeno della risposta sismica locale. Inoltre, sarebbe opportuno aggiungere ulteriori vincoli al sistema di classificazione, includendo ulteriori informazioni come la tipologia di suolo, indirettamente descritta dall'indice di plasticità. Al ruolo di questo parametro si dedica la prossima sezione.

#### *3.2.2.2. Ruolo dell'indice di plasticità*

In precedenza, è stata osservato che una causa essenziale dell'elevata dispersione dei risultati all'interno di ogni categoria di sottosuolo è la vasta gamma di condizioni di deposito che ciascuna include, le quali possono manifestare risposte profondamente diverse. Tale diversità si deve al numero esiguo di parametri impiegato ai fini della classificazione, limitati al solo tipo di deposito e profondità, mentre non è assegnata alcuna importanza al tipo di terreno, descrivibile sinteticamente attraverso l'indice di plasticità.
L'indice di plasticità, infatti, influenza il comportamento del terreno in condizioni dinamiche: al suo crescere, il materiale tende a manifestare un comportamento lineare per deformazioni anche elevate e, di conseguenza, non avviene una significativa riduzione di rigidezza rispetto alla condizione elastica e la dissipazione di energia è piccola. Ciò si traduce in una maggiore amplificazione dell'azione sismica.
Al fine di valutare l'effetto dell'indice di plasticità sull'amplificazione sismica, si è seguita un'impostazione simile a quella adottata in Ciancimino et al. (2018). In particolare, i risultati delle analisi sono stati raggruppati in tre famiglie, in funzione del valore di un parametro equivalente di plasticità relativo al modello di terreno: bassa plasticità ($IP < 20$), a media plasticità ($IP = 20 \div 60$) ed elevata plasticità ($IP > 60$). Il parametro di riferimento è un indice di plasticità equivalente della colonna di terreno, calcolato come media pesata rispetto al tempo di propagazione delle onde di taglio all'interno di ciascuno strato di terreno.
In Figura 18, è possibile osservare l'effetto dell'indice di plasticità sui risultati delle analisi, con riferimento a un sito a bassa sismicità (Godrano) e a uno a elevata sismicità (San Severo). In maniera quasi indipendente dal livello di sismicità, è possibile osservare una dipendenza dei risultati rispetto all'indice di plasticità, in quanto terreni più plastici danno luogo ad amplificazione sismica più elevata.
D'altra parte, l'entità della differenza dipende dalla tipologia di deposito: in modelli più deformabili (categorie D ed E), lo scostamento tra i raggruppamenti è più marcato rispetto a quello nei modelli più rigidi (categorie B e C). Ciò si deve al diverso comportamento dei modelli. Modelli rigidi, infatti, esibiscono una risposta prevalentemente elastica, che dipende dal rapporto di impedenza e dunque dal valore di velocità equivalente, mentre il tipo di terreno assume un ruolo di secondo piano. Questo è dimostrato dalla tendenza dei risultati ad

aumentare al decrescere di $V_{S,eq}$ (evidente nei punti in categoria B in Figura 17). Modelli deformabili, invece, presentano un comportamento spiccatamente non lineare, nel quale l'influenza della rigidezza diventa secondaria rispetto all'indice di plasticità, che diventa principale responsabile delle variabilità dei risultati.

### *3.2.2.3. Effetto delle inversioni di velocità*

Le NTC2018 impongono degli specifici requisiti in materia di inversioni di velocità, in sintonia con la versione precedente. In particolare, una condizione necessaria per la classificazione del sito è la presenza di un graduale incremento della rigidezza con la profondità. In caso contrario, le prescrizioni di norma non sono applicabili e si richiede l'esecuzione di specifiche analisi di risposta sismica locale.
In questa sede, il database di risposta sismica locale non è stato costruito nel rispetto di tale vincolo e i risultati finora esposti includono elementi che lo soddisfano ed elementi teoricamente non accettabili. Lo studio ha adottato questa scelta perché numerosi studi (e.g. Ciancimino et al. 2018) hanno evidenziato che, in generale, le inversioni di velocità esercitano un ruolo secondario nel risultato globale di amplificazione.

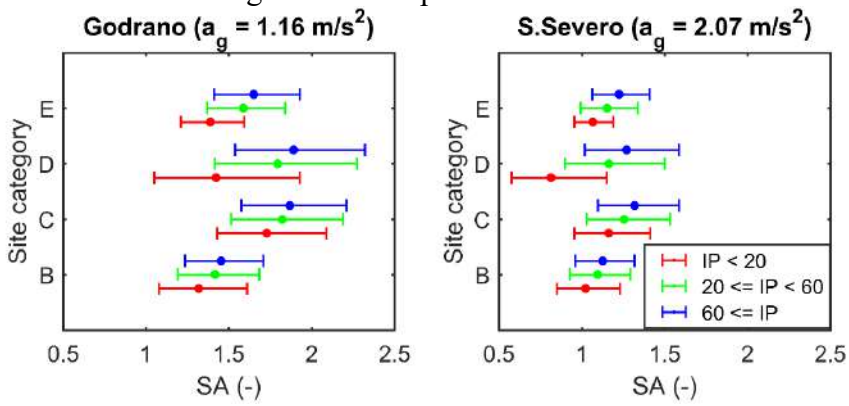



Figura 18: Effetto dell'indice di plasticità sulla risposta sismica.

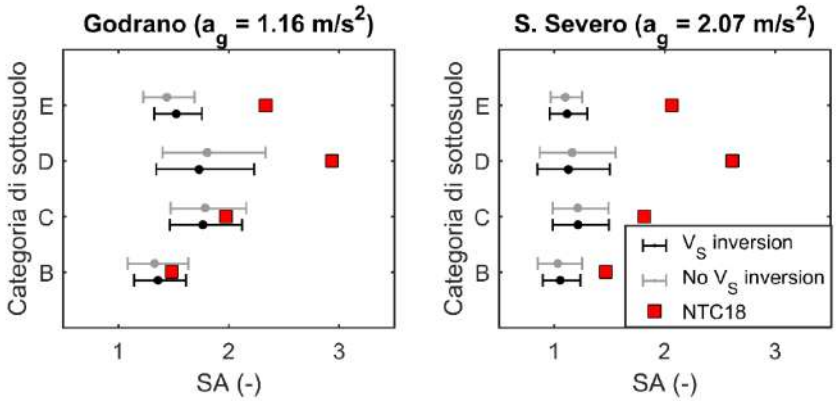



Figura 19: Effetto delle inversioni di velocità.

L'effetto delle inversioni di velocità sull'amplificazione sismica è comunque stato oggetto di esame, attraverso il confronto tra la distribuzione dei risultati pertinenti ai modelli a rigidezza crescente e quella relativa ai modelli che manifestano almeno un'inversione di velocità. A tal proposito, Figura 19 mostra il confronto effettuato con riferimento a un sito a bassa sismicità (Godrano) e un sito a elevata sismicità (San Severo). È possibile osservare che le distribuzioni

non si sovrappongono perfettamente e lo scostamento è più marcato nelle categorie di sottosuolo più deformabili. Inoltre, i modelli con inversioni manifestano mediamente un'amplificazione uguale o maggiore rispetto agli altri modelli. Nonostante queste piccole differenze, gli elementi di ciascuna coppia di distribuzioni sono molto simili, sia nel valore medio sia nella dispersione dei risultati. Inoltre, le due distribuzioni occupano la stessa posizione rispetto ai valori di normativa, in modo indipendente dal tipo di deposito e dal livello di sismicità.
Alla luce di questa considerazione, si può concludere che globalmente la presenza di inversioni di velocità non incida sul risultato medio e sul livello di prestazione della normativa. Pertanto, si potrebbe omettere il vincolo sulle inversioni di velocità, perlomeno nell'ambito delle applicazioni semplificate e ordinarie.

#### *3.2.2.4. Conclusioni*

Nella presente sezione è stato effettuato un confronto tra un database stocastico di risposta sismica locale e le prescrizioni delle NTC2018 in merito all'amplificazione stratigrafica, al fine di valutare l'attendibilità e l'efficacia di queste ultime.
Con riferimento a un esteso intervallo di periodi di vibrazione di interesse ingegneristico, si è osservato che le prescrizioni di norma restituiscono una stima mediamente cautelativa rispetto ai risultati delle analisi numeriche.
D'altra parte, è anche emerso un elevato grado di dispersione dei risultati entro ciascuna categoria di sottosuolo. Tale variabilità si deve al raggruppamento di diverse condizioni geologiche e geotecniche in una singola categoria, le quali possono assumere comportamenti diversi in condizioni dinamiche. Per essi, la norma può fornire una stima eccessivamente cautelativa della risposta o, per contro, una valutazione non prudenziale.
Al fine di superare questa limitazione, come già suggerito in Ciancimino et al. (2018), si potrebbe aggiungere un valore di deviazione standard ai fattori di amplificazione, al fine di esplicitare le incertezze coinvolte nel fenomeno della risposta sismica locale.
Inoltre, l'impiego di un numero limitato di parametri costituisce un punto debole del sistema di classificazione, in quanto non consente di separare in modo efficace condizioni di sito che assumono risposte diverse. A tal proposito, è stato evidenziato il ruolo della tipologia di materiale, descritta mediante l'indice di plasticità. Tale grandezza diventa rilevante soprattutto nei modelli deformabili, nei quali la risposta è prevalentemente non lineare.
In ultimo, è stata anche effettuata una valutazione del ruolo delle inversioni di velocità, in quanto la loro assenza costituisce una condizione necessaria per la classificazione del sottosuolo. Si è riscontrato che la presenza di inversioni di velocità non incide in modo significativo sulla distribuzione dei risultati.

## REFERENCES

Abrahamson NA, Bommer JJ (2005) Probability and uncertainty in seismic hazard analysis. *Earthquake spectra* 21:603-607

Acunzo G, Pagliaroli A, Scasserra G (2014) In-spector: un software di supporto alla selezione di accelerogrammi naturali spettro-compatibili per analisi geotecniche e strutturali. In: Proceedings of 33rd conference of GNGTS Bologna. Gruppo Nazionale di Geofisica della Terra Solida,

Aimar M, Ciancimino A, Foti S (2018) Valutazione dei metodi semplificati proposti nelle NTC18 per la stima degli effetti di sito: un approccio stocastico. In: Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica Genova, Italy. Associazione Geotecnica Italiana,

Ambraseys N, Smit P, Sigbjornsson R, Suhadolc P, Margaris B (2002) Internet-Site for European Strong-Motion Data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme. http://www.isesd.hi.is. Accessed 20/01/2018

Ancheta TD et al. (2013) PEER NGA-West2 Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center. https://ngawest2.berkeley.edu. Accessed 20/01/2018

Angelici A (2018) Microzonazione Sismica di Livello 3 del Comune di Montedinove ai sensi dell'ordinanza del Commissario Straordinario n°24 registrata il 15 maggio 2017 al n°1065, Comune di Montedinove, Relazione illustrativa.

Assimaki D, Li W (2012) Site-and ground motion-dependent nonlinear effects in seismological model predictions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 32:143-151

Bahrampouri M, Rodriguez-Marek A, Bommer JJ (2018) Mapping the uncertainty in modulus reduction and damping curves onto the uncertainty of site amplification functions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*

Baise LG, Thompson EM, Kaklamanos J, Dorfmann L (2011) Complex site response: Does one-dimensional site response work? Santa Barbara, California,

Bazzurro P, Cornell CA (2004) Ground-motion amplification in nonlinear soil sites with uncertain properties. *Bulletin of the Seismological Society of America* 94:2090-2109

Bommer JJ (2003) Uncertainty about the uncertainty in seismic hazard analysis. *Engineering Geology* 70:165-168

Borcherdt RD (1994) Estimates of Site-Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification). *Earthquake Spectra* 10:617-653 doi:10.1193/1.1585791

Budnitz RJ, Apostolakis G, Boore DM (1997) Recommendations for probabilistic seismic hazard analysis: guidance on uncertainty and use of experts. In. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC (United States). Div. of Engineering Technology; Lawrence Livermore National Lab., CA (United States); Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (United States); USDOE, Washington, DC (United States),

Building Seismic Safety Council (BSSC) (1994) NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, part I: Provisions. FEMA, Washington, DC

Ciancimino A, Foti S, Lanzo G (2018) Stochastic analysis of seismic ground response for site classification methods verification. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 111:169-183 doi:10.1016/j.soildyn.2018.04.006

Cornell CA (1968) Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the seismological society of America* 58:1583-1606

Darendeli MB (2001) Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Doctoral Dissertation, University of Texas at Austin

Der Kiureghian A, Ditlevsen O (2009) Aleatory or epistemic? Does it matter? *Structural Safety* 31:105-112

EPRI (2013) Seismic evaluation guidance: Screening, prioritization and implementation details (SPID) for the resolution of Fukushima near-term task force recommendation 2.1: Seismic. In: Palo Alto, CA.

European Committee for Standardization (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings.

Faccioli E, Paolucci R, Vanini M (2015) Evaluation of probabilistic site-specific seismic-hazard methods and associated uncertainties, with applications in the Po Plain, northern Italy. *Bulletin of the Seismological Society of America* 105:2787-2807

Field EH, Jacob KH (1993) Monte-Carlo simulation of the theoretical site response variability at Turkey Flat, California, given the uncertainty in the geotechnically derived input parameters. *Earthquake Spectra* 9:669-701

Garofalo F et al. (2016) InterPACIFIC project: Comparison of invasive and non-invasive methods for seismic site characterization. Part I: Intra-comparison of surface wave methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 82:222-240

Gruppo di Lavoro MS (2008) Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. In: Conferenza delle Regioni e delle Provincie autonome. Dipartimento della protezione civile, Roma.

Gruppo di Lavoro MS (2011) Contributi per l'aggiornamento degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica".

Hartzell S, Bonilla LF, Williams RA (2004) Prediction of nonlinear soil effects. *Bulletin of the Seismological Society of America* 94:1609-1629

Idriss IM (2004) Evolution of the state of practice. Pacific Earthquake Engineering Research Center Richmond, Calif.,

Idriss IM, Seed HB (1968) Seismic response of horizontal soil layers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 94:1003-1031

Kaklamanos J, Bradley BA, Thompson EM, Baise LG (2013) Critical parameters affecting bias and variability in site-response analyses using KiK-net downhole array data. *Bulletin of the Seismological Society of America* 103:1733-1749

Kim B et al. (2016) Relative differences between nonlinear and equivalent-linear 1-D site response analyses. *Earthquake Spectra* 32:1845-1865

Kwok AOL, Stewart JP, Hashash YMA (2008) Nonlinear ground-response analysis of Turkey Flat shallow stiff-soil site to strong ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* 98:331-343

Laurenzano G, Priolo E, Mucciarelli M, Martelli L, Romanelli M (2017) Site response estimation at Mirandola by virtual reference station. *Bulletin of Earthquake Engineering* 15:2393-2409

Li W, Assimaki D (2010) Site-and motion-dependent parametric uncertainty of site-response analyses in earthquake simulations. *Bulletin of the Seismological Society of America* 100:954-968

Luzi L, Pacor F, Puglia R (2017) Italian Accelerometric Archive v 2.3. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale. http://itaca.mi.ingv.it. Accessed 25/11/2017

Luzi L, Puglia R, Russo E, ORFEUS WG5 (2016) Engineering Strong Motion Database, version 1.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Observatories & Research Facilities for European Seismology. http://esm.mi.ingv.it. Accessed 25/11/2017

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018) DM 17/01/2018 - Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

MS-AQ GdL (2010) Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana. Regione Abruzzo–Dipartimento della Protezione Civile, L'Aquila.

Ohta Y, Goto N (1978) Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 6:167-187 doi:doi:10.1002/eqe.4290060205

Pagliaroli A, Moscatelli M, Scasserra G, Lanzo G, Raspa G (2015) Effects of uncertainties and soil heterogeneity on the seismic response of archaeological areas: a case study. *Italian Geotechnical Journal - Rivista Italiana di Geotecnica* 49:79-97

Pagliaroli A et al. (2019) Site response analyses for complex geological and morphological conditions: relevant case-histories from 3rd level seismic microzonation in Central Italy (submitted). *Bulletin of Earthquake Engineering*

Papaspiliou M, Kontoe S, Bommer JJ (2012) An exploration of incorporating site response into PSHA—Part I: Issues related to site response analysis methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 42:302-315

Passeri F (2019) Development of advanced geostatistical models of shear wave velocity profiles to account for uncertainties and variabilities in Ground Response Analyses (in preparazione). Politecnico di Torino

Passeri F, Foti S, Cox B, Rodriguez-Marek A (2019) Influence of estimated epistemic uncertainties in shear wave velocity models on ground response analyses (submitted). *Earthquake Spectra*

Pehlivan M, Rathje EM, Gilbert RB (2016) Factors influencing soil surface seismic hazard curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 83:180-190

Pitilakis K, Riga E, Anastasiadis A (2013) New code site classification, amplification factors and normalized response spectra based on a worldwide ground-motion database. *Bulletin of Earthquake Engineering* 11:925-966 doi:10.1007/s10518-013-9429-4

Rathje EM, Kottke AR (2011) Relative differences between equivalent linear and nonlinear site response methods.

Rathje EM, Kottke AR, Trent WL (2010) Influence of input motion and site property variabilities on seismic site response analysis. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 136:607-619

Régnier J 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* 106:2112-2135 doi:10.1785/0120150284

Rey J, Faccioli E, Bommer JJ (2002) Derivation of design soil coefficients (S) and response spectral shapes for Eurocode 8 using the European Strong-Motion Database. *Journal of Seismology* 6:547-555 doi:10.1023/A:1021169715992

Rodriguez-Marek A, Rathje E, Bommer J, Scherbaum F, Stafford P (2014) Application of single-station sigma and site-response characterization in a probabilistic seismic-hazard analysis for a new nuclear site. *Bulletin of the Seismological Society of America* 104:1601-1619

Rollins KM, Evans MD, Diehl NB, Daily III WD (1998) Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124:396-405

Seed HB, Wong RT, Idriss I, Tokimatsu K (1986) Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of geotechnical engineering* 112:1016-1032

Stewart JP, Afshari K, Hashash YMA (2014) Guidelines for performing hazard-consistent one-dimensional ground response analysis for ground motion prediction. In: PEER Report 2014.

Stewart JP, Kwok AOL (2008) Nonlinear seismic ground response analysis: Code usage protocols and verification against vertical array data.

Sun J, Idriss IM (1992) User's manual for SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits.

Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil Engineering, University of California, Davis, California

Teague DP, Cox BR (2016) Site response implications associated with using non-unique vs profiles from surface wave inversion in comparison with other commonly used methods of accounting for vs uncertainty. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 91:87-103

Teague DP, Cox BR, Rathje EM (2018) Measured vs. predicted site response at the garner valley downhole array considering shear wave velocity uncertainty from borehole and surface wave methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 113:339-355

Toro GR (1995) Probabilistic models of site velocity profiles for generic and site-specific ground-motion amplification studies. Brookhaven National Laboratory, Upton, New York

Toro GR, Abrahamson NA, Schneider JF (1997) Model of strong ground motions from earthquakes in central and eastern North America: best estimates and uncertainties. *Seismological Research Letters* 68:41-57

Vucetic M, Dobry R (1991) Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering* 117:89-107

Zalachoris G, Rathje EM (2015) Evaluation of one-dimensional site response techniques using borehole arrays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 141:4015053

# Microzonazione sismica per il Rischio Liquefazione

Carlo G. Lai, Francesca Bozzoni, Valerio Poggi,
Elisa Zuccolo, Claudia Meisina, Antonino Famà,
Daniele Conca, Roberta Bonì, Renato Cosentini,
Luca Martelli, Ali G. Özcebe

# Microzonazione Sismica per il Rischio Liquefazione

Carlo G. Lai[1], Francesca Bozzoni[2], Valerio Poggi[3], Elisa Zuccolo[1], Claudia Meisina[4], Antonino Famà[1], Daniele Conca[1], Roberta Bonì[4], Renato Cosentini[5], Luca Martelli[6], Ali G. Özcebe[7]

[1]*Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, DICAr, Università degli Studi di Pavia*
[2]*Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, EUCENTRE, Pavia*
[3]*Global Earthquake Model, GEM, Pavia*
[4]*Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente, DSTA, Università degli Studi di Pavia*
[5]*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, DISEG, Politecnico di Torino*
[6]*Servizio Geologico Sismico e dei Suoli, Regione Emilia-Romagna, Bologna*
[7]*Università degli Studi di Pavia, DICAr, e Dipartimento di Ing. Civile e Amb. Politecnico di Milano*

## SOMMARIO

Gli studi di microzonazione sismica sono di fondamentale importanza nella pianificazione sull'uso del territorio. La zonazione sismica a scala urbana non riguarda solo la distribuzione spaziale dell'intensità del moto sismico atteso ma anche l'identificazione delle zone potenzialmente suscettibili, al verificarsi di un sisma, a fenomeni d'instabilità co-sismica come frane sismo-indotte oppure la liquefazione dei terreni. La zonazione di un territorio per il rischio liquefazione a differenti scale geografiche è uno dei principali obiettivi del progetto di ricerca europeo LIQUEFACT attualmente in corso di svolgimento. In questo ambito, è stato selezionato come caso di studio italiano per la zonazione a scala urbana, il Comune di Cavezzo (MO) in Emilia-Romagna, dove si manifestarono copiosi fenomeni di liquefazione durante la sequenza del 2012. L'articolo illustra le fasi di analisi in cui è stato articolato lo studio di microzonazione sismica di Cavezzo. All'inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico del territorio, è seguita la definizione del modello geotecnico e sismo-stratigrafico effettuata a partire dai risultati delle indagini in sito e di laboratorio eseguite a Cavezzo nel corso degli anni. L'input sismico di riferimento è stato definito per tre periodi di ritorno (475, 975 e 2475 anni) e, successivamente, utilizzato per l'esecuzione di analisi di risposta sismica locale. I risultati di questo lavoro hanno consentito di definire mappe che mostrano la distribuzione spaziale dell'intensità del moto sismico atteso a Cavezzo. Dalla combinazione di queste mappe e di quelle della vulnerabilità geotecnico-sismica del territorio comunale, sono state calcolate le carte del rischio liquefazione (approccio disaccoppiato). Successivamente sono state localizzate su queste carte le manifestazioni storiche di fenomeni di liquefazione avvenuti nel territorio comunale. Infine, sono brevemente illustrati alcuni sviluppi avanzati di microzonazione sismica, tra cui la presa in conto dell'incertezza epistemica nella valutazione del rischio liquefazione, l'utilizzo dell'approccio accoppiato in sforzi efficaci così da predire la risposta sismica locale in presenza di suoli liquefacibili e la microzonazione della espansione laterale (*lateral spreading*) associato a porzioni di territorio caratterizzate da pendenze, anche modeste, evidenziate dalla carta geomorfologica.

## 1. INTRODUZIONE

Il fenomeno della liquefazione co-sismica dei terreni ha origine da una perdita totale o parziale della resistenza al taglio e della rigidezza del terreno, causata dell'incremento di pressione interstiziale durante lo scuotimento sismico in un terreno a grana grossa, poco

addensato e saturo. L'incremento delle pressioni interstiziali indotte dagli sforzi di taglio ciclici, anche in terreni a conducibilità idraulica relativamente elevata, può, infatti, indurre una forte riduzione o persino l'annullamento degli sforzi efficaci. Per ulteriori dettagli sulla meccanica della liquefazione sismica si rimanda ai numerosi lavori disponibili nella letteratura tecnica quali, ad esempio, Seed e Idriss (1967), Kramer (1996) e Jefferies e Been (2015). Quest'ultimo riferimento ha il pregio di inquadrare il fenomeno utilizzando la *teoria dello stato critico*.

Nonostante gli effetti di liquefazione del terreno più significativi si siano verificati durante terremoti forti (con magnitudo momento, Mw, superiore a 7) in aree epicentrali suscettibili (Charleston, USA, Mw 7.3, 1886; Alaska, USA, Mw 9.2, 1964; Niigata, Giappone, Mw 7.6, 1964; Izmit, Turchia, Mw 7.6, 1999), sono stati osservati, anche, casi in cui eventi sismici di moderata magnitudo, quali il terremoto di Kobe (Giappone), di Mw 6.8, nel 1995 ed il terremoto di Christchurch (Nuova Zelanda) di Mw 6.3, del 2011, hanno prodotto estesi fenomeni di liquefazione dei terreni. In Italia, gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 che hanno colpito la regione Emilia-Romagna, rispettivamente di Mw 6.1 e 5.9 (CPTI15, Rovida et al., 2016), sono ulteriori esempi di sismi di magnitudo moderata che hanno prodotto numerosi casi di liquefazione dei terreni sabbiosi.

Le manifestazioni del fenomeno sono diverse, tra queste si citano: crateri, vulcanelli di sabbia, fuoriuscite di acqua e sabbia; grandi oscillazioni e rotture del terreno; abbassamenti e sollevamenti del terreno; movimenti orizzontali del suolo (espansioni laterali, in inglese *lateral spreading*). Movimento di masse fluide/collasso in pendii naturali e artificiali; perdita di capacità portante delle fondazioni (superficiali e profonde); galleggiamento di opere sotterranee; collasso di opere di sostegno e banchine portuali. A titolo di esempio, sono mostrate in Figura 1 alcuni tipici effetti indotti dalla liquefazione co-sismica dei terreni.

a) a)

Figura 1: Effetti indotti dal fenomeno della liquefazione: a) temporanea perdita di capacità portante del terreno di fondazione, terremoto di Niigata (Giappone, 1964) Mw 7.5 (foto di J.Penzien, cortesia del NISEE, Università della California, Berkeley); b) espansioni e fratture nel terreno, terremoto in Emilia (Italia, 2012) Mw 6.1 (Lai et al., 2015).

Il rischio di liquefazione ad una certa profondità dal piano campagna è dato dalla concomitanza di due fattori assunti indipendenti: 1) intensità attesa del moto sismico del terreno, 2) propensione di quest'ultimo ad instabilizzarsi (vulnerabilità). Richiamando la più

accreditata definizione formale di *rischio* da disastri naturali proposta dall'UNESCO (Organizzazione delle Nazioni Unite per l'Educazione, la Scienza e la Cultura), nel 1972, il rischio per un sistema è la *convoluzione*[1] di tre variabili aleatorie assunte non correlate ossia la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione agli effetti dell'evento catastrofico sul sistema e al sito in cui esso è collocato. La *pericolosità sismica* è, in senso lato, qualunque effetto fisico diretto (ad es. lo scuotimento del suolo) o indotto, riconducibile ai terremoti, capace di causare conseguenze avverse (perdite) sulle attività umane (Faccioli e Paolucci, 2005). La *vulnerabilità sismica* è la propensione al danno di un sistema a seguito di un evento sismico di prefissata severità. L'*esposizione* rappresenta il valore anche economico e di vite umane del sistema esposto agli effetti di un terremoto. Con specifico riferimento al rischio di liquefazione co-sismica, se il sistema in oggetto è il terreno, tale rischio è dato dalla convoluzione di pericolosità (i.e. intensità dello scuotimento sismico) e dalla *suscettibilità* (o vulnerabilità) del terreno a manifestare il fenomeno della liquefazione. Se il sistema in oggetto è il costruito, la *vulnerabilità* è la propensione delle strutture e/o infrastrutture a danneggiarsi a seguito del manifestarsi del fenomeno della liquefazione indotta da terremoto.
La valutazione e mitigazione del rischio di liquefazione co-sismica sono oggetto del progetto di ricerca europeo denominato LIQUEFACT "*Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/ infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters*" (http://www.liquefact.eu/) finanziato dall'Unione Europea mediante il programma Horizon 2020. Tra i principali obiettivi del progetto nell'ambito del WP2, si cita la zonazione per il rischio di liquefazione sia a scala continentale (macrozonazione) che a scala municipale (microzonazione). Oggetto della microzonazione sono quattro centri urbani ubicati rispettivamente in Italia, Turchia, Portogallo e Slovenia. La microzonazione del centro urbano italiano è condotta nel Comune di Cavezzo (MO) selezionato di concerto con le amministrazioni locali tramite un accordo ufficiale di collaborazione inter-istituzionale (DGR 501/2017). Scopo principale di questo articolo è mostrare le principali fasi dello studio in cui si è articolata la microzonazione sismica per il rischio liquefazione attualmente per il territorio comunale di Cavezzo.

## 2. MICROZONAZIONE SISMICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Per *microzonazione sismica* si intende la definizione della pericolosità sismica attraverso l'individuazione di zone all'interno di un territorio comunale o sub-comunale caratterizzate da comportamento sismico omogeneo. Gli studi di microzonazione sismica sono di fondamentale importanza nella pianificazione sull'uso del territorio, al fine di orientare la scelta di aree per nuovi insediamenti, definire gli interventi ammissibili in una data area, programmare le indagini e i livelli di approfondimento, stabilire orientamenti, modalità e priorità di intervento nelle aree urbanizzate. La microzonazione sismica, infatti, individua e caratterizza:

- le zone in cui il moto sismico non viene modificato rispetto a quello atteso in condizioni standard (roccia e superficie topografica orizzontale) e pertanto gli scuotimenti attesi sono equivalenti a quelli forniti dagli studi di pericolosità di base;
- le zone in cui il moto sismico viene modificato a causa delle caratteristiche lito-stratigrafiche e/o geomorfologiche del territorio;

[1] Operazione matematica che consiste nel comporre per sovrapposizione degli effetti più enti concomitanti, ad esempio pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica, che interagiscono vicendevolmente.

- le zone in cui sono attese manifestazioni di fenomeni di deformazione permanente del terreno indotti o innescati dal sisma. Tra questi, oltre alla instabilità di versante e alla fagliazione superficiale, è da considerare il fenomeno della liquefazione.

Il manuale redatto dal *Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering* (TC4) dell'*International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ISSMGE 1999) suggerisce che la zonazione dei rischi di natura geotecnico-sismica sia condotta con riferimento a *tre* livelli di indagine ad approfondimento crescente come illustrato in Figura 2. Anche le linee guida per la microzonazione sismica del territorio redatte a livello nazionale ed internazionale tendono a seguire questo approccio, caratterizzato da diversi livelli di dettaglio. Si citano, a questo proposito, per l'Italia le linee guida redatte dal Dipartimento della Protezione Civile (ICMS, 2008; ICMS-LIQ, 2017) e quelle della Regione Emilia-Romagna (ISMS-RER, 2015) e, a livello internazionale, le raccomandazioni NZGS (2016) recentemente pubblicate in Nuova Zelanda, le linee guida Californiane CGS (2008) ed il manuale per la microzonazione sismica vigente in India (SMM-India, 2011). Tipicamente, a partire da un primo livello caratterizzato da un'indagine preliminare e qualitativa basata sull'individuazione di fattori predisponenti di natura geologica, geomorfologica e idrogeologica, si procede successivamente a valutazioni quantitative della suscettibilità alla liquefazione dei depositi di terreno basate sull'utilizzo di risultati di indagini geognostiche.

| | Grade-1 | Grade-2 | Grade-3 |
|---|---|---|---|
| Ground motions | • Historical earthquakes and existing information<br>• Geological maps<br>• Interviews with local residents | • Microtremor<br>• Simplified geotechnical study | • Geotechnical Investigation<br>• Ground response analysis |
| Slope instability | • Historical earthquakes and existing information<br>• Geological and Geomorphological maps | • Air photos and remote sensing<br>• Field studies<br>• Vegetation and precipitation data | • Geotechnical investigation<br>• Analyses |
| Liquefaction | • Historical earthquakes and existing information<br>• Geological and geomorphological maps | • Air photos and remote sensing<br>• Field studies<br>• Interview with local residents | • Geotechnical investigation<br>• Analysis |
| Scale of mapping | 1:1,000,000~1:50,000 | 1:100,000~1:10,000 | 1:25,000~1:5,000 |

Figura 2: Livelli di approfondimento per la zonazione di un territorio per rischi di natura geotecnico-sismica (ISSMGE 1999).

Il metodo ideale per stimare la resistenza del terreno alla liquefazione consisterebbe nel prelevare e sottoporre a prove cicliche di laboratorio campioni indisturbati. Tuttavia, il campionamento indisturbato nei terreni a grana-grossa è un'operazione complessa. Il prelievo può essere effettuato mediante il ricorso a onerose e sofisticate tecniche di congelamento oppure, ma solo in sabbie limose, attraverso tecniche emergenti in fase di sperimentazione come il *gel-push sampling* (Cubrinovski et al., 2016). Il ricorso a tali tecniche è, quindi, giustificabile in poche situazioni come quelle associate a progetti di grande rilevanza.

Per le finalità della microzonazione sismica, la valutazione della suscettibilità alla liquefazione sismo-indotta può essere condotta in modo adeguato mediante un approccio semplificato basato sull'utilizzo di correlazioni empiriche o semi-empiriche, denominate *correlazioni di campagna*. Tali correlazioni stimano la resistenza a liquefazione di un terreno a partire dalla resistenza penetrometrica desunta sperimentalmente attraverso i risultati di

prove SPT (prova penetrometrica dinamica) oppure CPT (prova penetrometrica statica). In alternativa, la resistenza a liquefazione può essere stimata dalla conoscenza della velocità di propagazione delle onde di taglio, $V_S$. I metodi basati sulle correlazioni empiriche sono molto utilizzati (almeno per profondità inferiori a circa 20 m) tanto da rappresentare un approccio *standard* ben consolidato anche a livello internazionale (NASEM Report, 2016). Benché la stima della resistenza alla liquefazione possa essere condotta utilizzando risultati di prove geotecniche diverse, il grado di affidabilità di queste prove non è omogeneo. Il documento ISMS-RER (2015) asserisce, per esempio, che "*tra i metodi semplificati di stima del potenziale di liquefazione è da preferire quello basato sui risultati di prove CPT elettriche*". Tale posizione è suffragata anche dalla letteratura scientifica più recente (e.g. Boulanger e Idriss, 2014; NASEM Report, 2016; Facciorusso et al., 2017). I metodi delle cosiddette correlazioni di campagna possono essere applicati seguendo due diversi approcci:

- approccio *deterministico* in cui la predizione di accadimento della liquefazione viene stabilita attraverso l'introduzione di un fattore di sicurezza $F_S$ calcolato come rapporto tra resistenza (capacità) e severità dell'azione sismica (domanda);
- approccio *probabilistico* rispetto al quale il rischio liquefazione di un terreno ad una data profondità è valutato calcolando la probabilità $P_L$ di accadimento associata ad una prefissata intensità dell'azione sismica.

La resistenza del terreno alla liquefazione ad una certa profondità è definita attraverso un parametro denominato *rapporto di resistenza ciclica* (CRR, in inglese *Cyclic Resistance Ratio*), che, nelle correlazioni di campagna, è funzione di un indice penetrometrico misurato a quella profondità a partire dai risultati di prove in sito opportunamente corretti e normalizzati. Tale rapporto di resistenza ciclica (CRR) viene confrontato con il rapporto di sforzo ciclico (CSR, in inglese *Cyclic Stress Ratio*) che rappresenta una misura della severità dell'azione sismica attesa a quella profondità. Eseguendo il calcolo dei parametri CRR e CSR a diverse profondità è possibile tracciare una *curva limite* che discrimina le situazioni in cui è attesa liquefazione da quelle in cui l'accadimento del fenomeno è ritenuto improbabile. La curva limite è definita in modo empirico sulla base di evidenze storiche di liquefazione riscontrate in terremoti del passato avvenuti in siti ben caratterizzati dal punto di vista geotecnico. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione non viene quantificata nelle NTC (2018), a differenza dell'Eurocodice EC8 (EN 1998-5, 2005), in cui si considera adeguato un fattore di sicurezza $F_S$ minimo pari a 1.25. Le correlazioni più recenti proposte per dati CPT ed SPT sono illustrate nella monografia Idriss e Boulanger (2014). A questi metodi fanno riferimento sia ISMS-RER (2015), che NZGS (2016). In letteratura, sono disponibili numerose correlazioni per dati ottenuti da prove CPT (e.g. Robertson e Wride, 1998; Moss et al., 2006; Juang et al., 2006; Robertson e Cabal 2015), SPT (e.g. Youd et al., 2001; Cetin et al., 2004, Chen et al., 2015) e per misure di $V_S$ (e.g. Andrus e Stokoe, 2000; Kayen et al., 2013). In fase di sviluppo sono le correlazioni relative ai risultati di prove dilatometriche DMT (e.g. Marchetti, 2016). L'approccio delle correlazioni di campagna consente una stima del rischio di liquefazione ad una data profondità dal piano campagna. A questa valutazione puntuale, viene tipicamente associata una stima globale dell'incidenza del fenomeno lungo una verticale e delle sue conseguenze, fornita ad esempio, dall'indice del potenziale di liquefazione LPI (*Liquefaction Potential Index*), introdotto originariamente da Iwasaki et al. (1978). L'indice del potenziale di liquefazione LPI può essere efficacemente utilizzato per effettuare studi di microzonazione di un territorio, come illustrato anche nella letteratura scientifica più recente (e.g. Cramer et al., 2017). Le linee guida italiane (ICMS; 2008; ICMS-LIQ, 2017) e quelle della Regione Emilia-Romagna (ISMS-RER, 2015) suggeriscono l'utilizzo di LPI nella formulazione di Sonmez (2003). Come ulteriore indice

globale del rischio di liquefazione è stato recentemente introdotto il *Liquefaction Severity Number* (LSN; Tonkin and Taylor, 2013, Van Ballegooy et al., 2014), messo a punto a seguito dei cospicui fenomeni di liquefazione avvenuti nella regione di Canterbury in Nuova Zelanda durante la sequenza sismica 2010-2011. Le NZGS (2016) oltre all'utilizzo di LPI (nella formulazione di Iwasaki et al., 1978) citano proprio LSN. Alcune applicazioni preliminari in cui i parametri LPI e LSN sono stati combinati pervenendo ad una valutazione del rischio di liquefazione basata su entrambi gli indici state recentemente proposte da Papathanassiou et al. (2015). Altri indici disponibili in letteratura sono il *Liquefaction Severity Index* (LSI, Yilmaz, 2004), calcolato a partire da $P_L$, ed il *Lateral Displacement Index* (LDI, Zhang et al., 2004), che ha lo scopo di predire l'entità dello spostamento laterale a partire dai risultati di prove in sito CPT. E' importante rilevare come sia nelle linee guida nazionali che internazionali per la microzonazione del rischio liquefazione non sia attualmente preso in considerazione il fenomeno della *espansione laterale* indotta dal manifestarsi della liquefazione su terreni in pendenza. Tale argomenti è brevemente trattato nel § 4.2 all'interno della sezione sugli approcci avanzati.

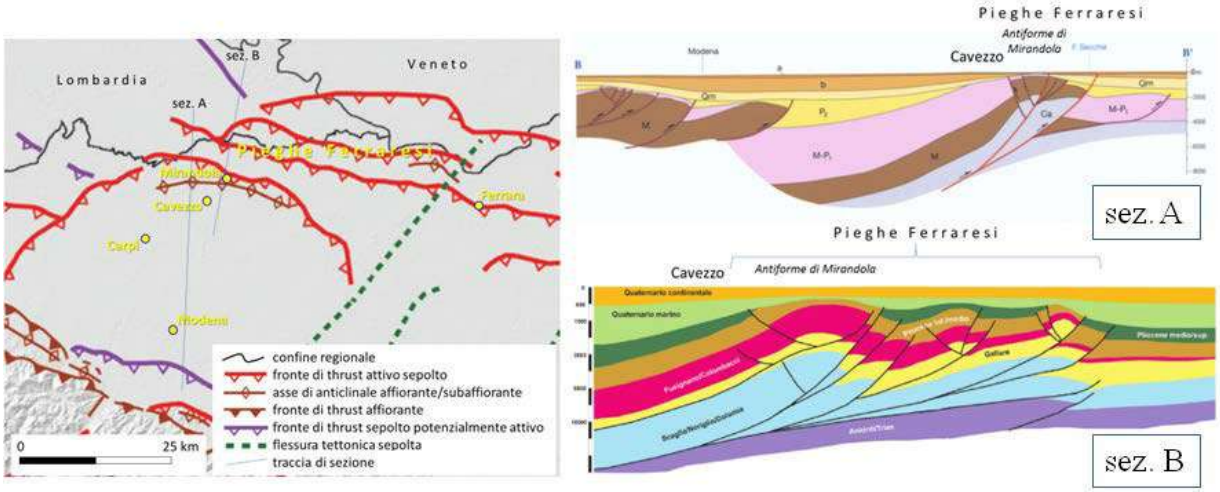
## 3. CASO DI STUDIO: LA MICROZONAZIONE DI CAVEZZO IN EMILIA

A seguito della sequenza sismica che nel maggio-giugno 2012 ha interessato la Pianura Padana centrale, nel Comune di Cavezzo si sono verificati danni associabili ad una intensità macrosismica pari a 8 della scala EMS (Locati et al., 2016). Inoltre, nel settore orientale del territorio comunale, dopo la scossa del 29 maggio 2012 (Mw 5.9), sono state osservate diffuse manifestazioni di liquefazione.

### 3.1. Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico

#### 3.1.1. Contesto tettonico

Il territorio del Comune di Cavezzo è situato nella pianura modenese settentrionale, sul fianco meridionale dell'antiforme più interna delle Pieghe Ferraresi denominata anticlinale di Mirandola (Boccaletti et al., 2004; Martelli et al., 2017), come illustrato in Figura 3.




(a) (b)

Figura 3: Principali strutture tettoniche attive riconosciute nella pianura modenese e aree limitrofe (Martelli et al., 2017) e traccia delle sezioni geologiche (a) mostrate in (b), ossia sez. A da Castelnuovo Rangone (MO) a Quistello (MN) (mod. da Boccaletti et al., 2004), sez. B da S. Prospero (MO) a Ostiglia (MN) (mod. da Martelli et al., 2017).

La pericolosità sismica di questo settore della Pianura Padana dell'area è determinata soprattutto dall'attività delle Pieghe Ferraresi. In Figura 4 è mostrata l'ubicazione degli eventi sismici che hanno interessato la Pianura Padana centrale secondo il catalogo dei terremoti italiani CPTI15 (Rovida et al., 2016). In particolare, il centro abitato di Cavezzo ricade nelle vicinanze (circa 3 km) dell'epicentro della scossa del 29 maggio 2012 di Mw 6.0. Tale evento ha infatti causato, nel territorio comunale di Cavezzo, ingenti danni sul costruito ed anche estesi fenomeni di liquefazione. Secondo la banca dati delle faglie sismogeniche (DISS Working Group, 2015), il territorio di Cavezzo risulta compreso nell'area della sorgente composita *ITCS051 Carpi-Poggio Renatico* e della sorgente individuale *ITIS107 Mirandola*, le quali si presume siano capaci di generare terremoti di Mw 6.0. Secondo la zonazione sismogenica ZS9 (Meletti et al., 2008), Cavezzo ricade nella parte nord-occidentale della *Z912*. In questa zona sono considerati possibili terremoti di magnitudo massima 6.14.

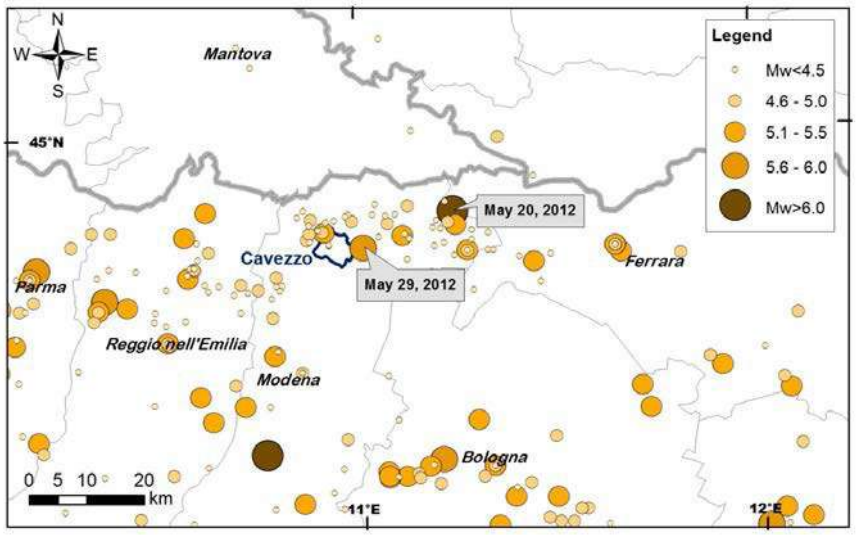
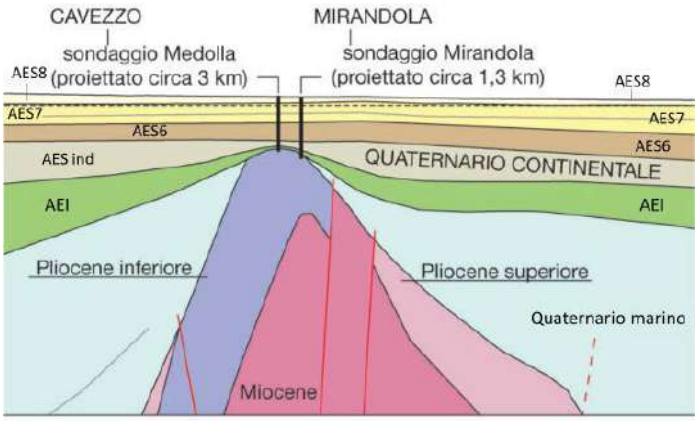



Figura 4: Localizzazione dei terremoti che hanno interessato la Pianura Padana centrale sulla base di CPTI15 (Rovida et al., 2016); in evidenza le due principali scosse della sequenza del 2012.

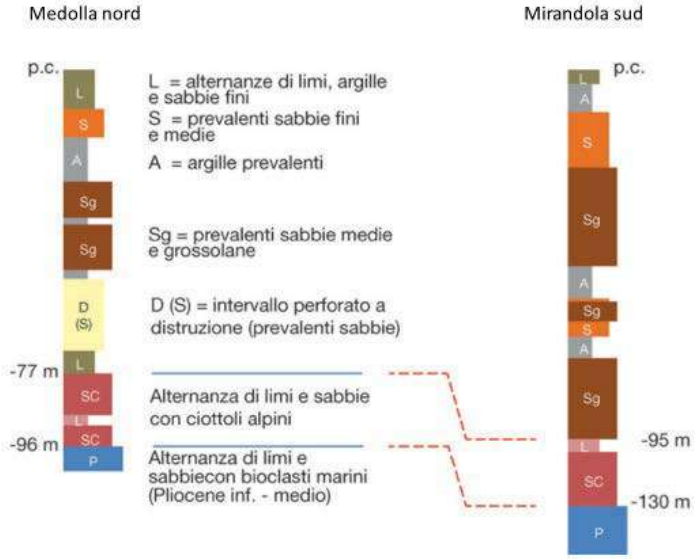
### 3.1.2. Inquadramento geologico

Il territorio di Cavezzo si colloca nella parte centro-settentrionale della pianura modenese, in destra idrografica del fiume Secchia, che segna il confine amministrativo meridionale e occidentale. Dal punto di vista geologico è rilevante il fatto che il territorio di Cavezzo si trovi sul fianco meridionale dell'antiforme sepolta di Mirandola, la più interna del sistema delle Pieghe Ferraresi. La successione litostratigrafica è costituita da depositi alluvionali di spessore variabile, da circa 130 m a nord a circa 280 m a sud, su un substrato costituito da alternanze di marne e sabbie, riferibili alle Argille Azzurre del Pliocene-Pleistocene inferiore e alle Sabbie di Imola del Pleistocene medio (RER-ENI, 1998).
La successione alluvionale, descritta come Supersintema Emiliano-Romagnolo (Pleistocene medio-Olocene), è stata suddivisa in due cicli sedimentari principali: il Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI), di età compresa tra 800.000 e 450.000 anni, e il Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (AES), di età compresa tra 450.000 anni e il periodo attuale.
I sondaggi eseguiti nelle vicinanze indicano che in questo settore di pianura tali depositi alluvionali sono costituiti da alternanze di sedimenti fini argilloso-limosi, talora con orizzonti torbosi, e orizzonti sabbiosi (sabbie da medie a fini, sabbie limose). Sabbie con ciottoli sono

state incontrate nella parte inferiore della successione alluvionale (AEI), in sondaggi profondi che hanno raggiunto il substrato, a Medolla e nella parte meridionale del centro abitato di Mirandola (Figura 5). Tali depositi sono prevalentemente dovuti alla sedimentazione del fiume Po, che nel Pleistocene scorreva più a sud del corso attuale. La parte superiore della successione, di età olocenica, è invece il risultato della sedimentazione dei fiumi appenninici Secchia e Panaro, affluenti di destra del Po.




(a)




(b)

Figura 5: Sezione geologica attraverso la parte alta dell'anticlinale di Mirandola prodotta dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, SGSS-RER (esagerazione verticale x12.5) con localizzazione dei sondaggi che hanno raggiunto il substrato geologico dei depositi alluvionali (a); stratigrafia di sintesi dei sondaggi (b).

### 3.1.3. Geomorfologia del territorio comunale di Cavezzo

Dal punto di vista morfologico, il territorio di Cavezzo è pressoché pianeggiante con quote variabili tra circa 34 m slm, a Sud e a Ovest, a circa 20 m slm, a Nord. I principali rilievi sono costituiti dall'attuale arginatura del fiume Secchia, in parte di natura antropica, che si eleva, a sud e a ovest, fino a circa 7-8 metri rispetto alle zone circostanti, e dai dossi dei corsi fluviali

abbandonati che costituiscono rilievi generalmente dell'ordine di un paio di metri. Nell'ambito del progetto LIQUEFACT, è stata sviluppata, in collaborazione con il Dipartimento di Scienze Chimiche e Geologiche dell'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia, la carta geomorfologica per il Comune di Cavezzo mostrata in Figura 6.

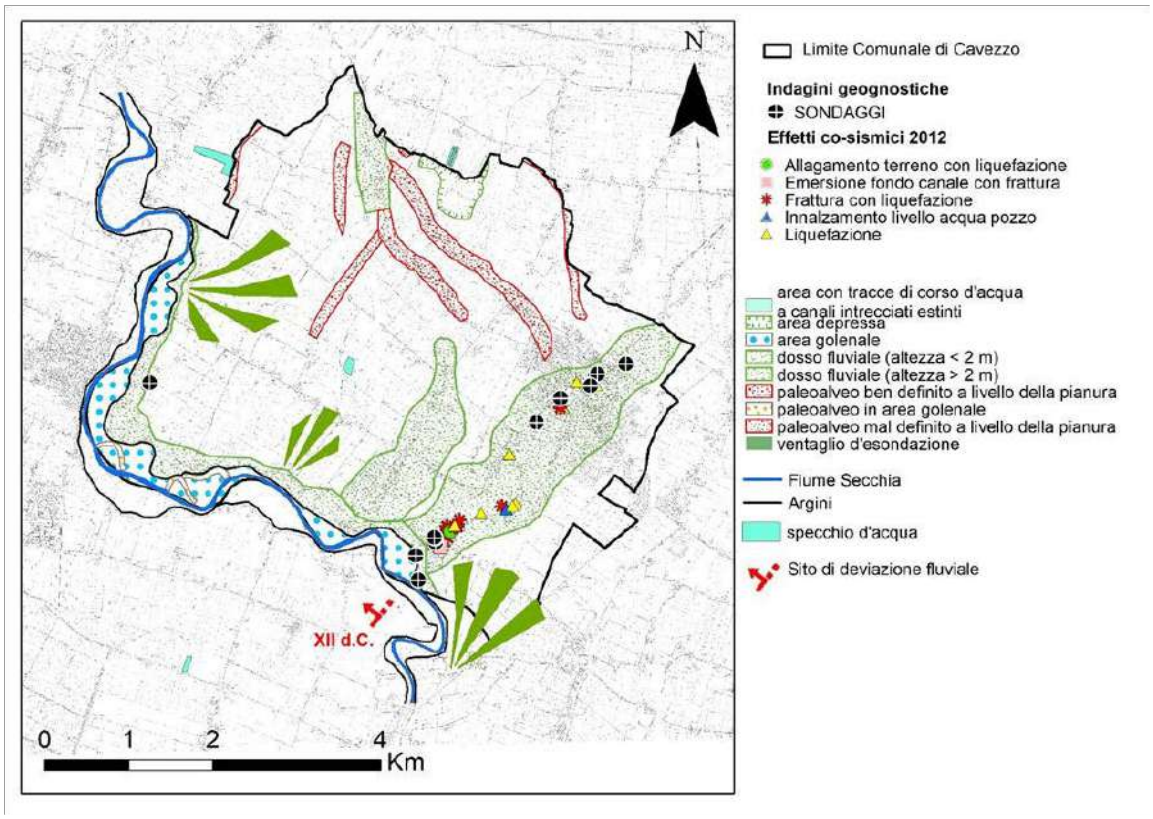



Figura 6: Mappa geomorfologica del territorio comunale di Cavezzo realizzata in collaborazione con l'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia.

### 3.1.4. Determinazione della soggiacenza della falda nel territorio di Cavezzo

Per quel che concerne il livello di falda, nel marzo 2018 è stata condotta dagli scriventi, una campagna di rilievi *ad hoc* finalizzata ad individuare la soggiacenza della falda.
Inoltre, utilizzando le informazioni pregresse derivate dalle numerose prove penetrometriche disponibili per l'area in esame e, mediante i dati acquisiti da tre pozzi superficiali MO 20-21-22 (3 m) monitorati in continuo (circa ogni 8 giorni) dall'ARPAE Emilia Romagna (http://cloud.consorziocer.it/FaldaNET/retefalda/index), è stata ricavata l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda. In particolare, le misure disponibili per i pozzi MO 20-21-22 hanno permesso di analizzare l'andamento della soggiacenza della falda freatica nel periodo di monitoraggio da novembre 2006 a maggio 2018. Dall'analisi di questi dati, è possibile individuare un periodo umido che corrisponde al picco massimo (primavera/inverno) e un periodo secco che corrisponde al picco minimo (estate/autunno), con una differenza di soggiacenza di circa 2.5 m nel territorio comunale di Cavezzo.

## 3.2. Campagne di indagini geotecniche e geofisiche

Per la caratterizzazione del sottosuolo del territorio comunale di Cavezzo, sono stati utilizzati dati geotecnici e geofisici derivanti sia da campagne di indagini pregresse, sia da prove condotte nell'ambito del presente studio. In Figura 7, è mostrata la successione temporale dell'acquisizione dei dati ottenuti dalle indagini utilizzate per la caratterizzazione del sottosuolo di Cavezzo.
La base di partenza è rappresentata dalle indagini pregresse eseguite nel territorio comunale e fornite dal SGSS-RER. Sulla base dell'esame di questi dati, sono state pianificate ed eseguite 4 campagne di indagini in sito, geotecniche e geofisiche, e prove di laboratorio. Di fondamentale importanza è stata anche l'acquisizione dei risultati delle numerose prove presenti nella banca dati MUDE (Modello Unico Digitale per l'Edilizia) relativa alle istanze di richiesta contributi per la ricostruzione sottomesse dai privati a seguito della sequenza sismica che ha colpito il territorio nel maggio 2012.

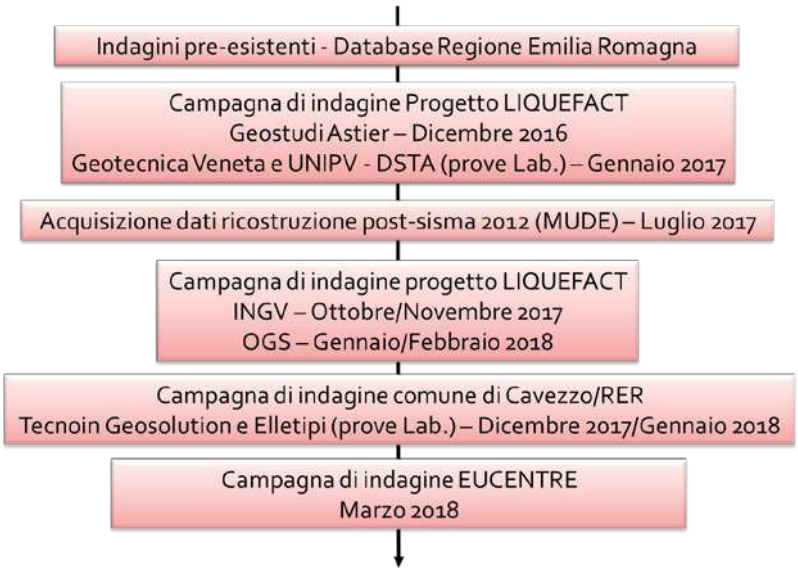



Figura 7: Acquisizione nel tempo dei dati ottenuti dalle indagini utilizzate per la caratterizzazione del sottosuolo di Cavezzo con indicazione degli enti esecutori e/o delle fonti.

Per meglio vincolare l'andamento plani-altimetrico del *bedrock* sismico e per determinare le proprietà dei depositi di terreno più profondi, sono state condotte da un lato acquisizioni di rumore ambientale in *stendimenti* bidimensionali di sismometri e stazione singola dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, Sezione di Milano), dall'altro prove di sismica attiva a riflessione ad alta risoluzione affidate all'Istituto di Nazionale di Oceanografia e Geofisica Sperimentale (OGS) di Trieste.
In Tabella 1 sono indicate il numero di prove suddivise per tipologia, acquisite per la caratterizzazione del sottosuolo di Cavezzo. Buona parte delle prove provenienti dalla banca dati RER e tutte le prove scaricate dal MUDE sono state digitalizzate. Per rendere i dati ottenuti dalle prove pienamente fruibili alle successive fasi di analisi, è stata costruita per Cavezzo una banca dati su base cartografica georeferenziata GIS (*Geographical Information System*), che include attualmente le 1027 prove riportate nella mappa di Figura 8.

Tabella 1: Tipologia e numero di prove acquisite per la caratterizzazione geotecnica e geofisica del territorio comunale di Cavezzo; non tutte le prove CPT, CPTu e H/V sono state digitalizzate (e.g. per scarsa leggibilità del dato di partenza): tra parentesi è indicato il numero di quelle disponibili in formato digitale.

| **Tipologia di prova** | | **Numero** |
|---|---|---|
| Prove geotecniche in sito | Penetrometriche statiche CPTm | 407 (375) |
| | Penetrometriche statiche con piezocono CPTu | 47 (44) |
| | Penetrometriche statiche con misura Vs SCPT | 1 |
| | Penetrometriche statiche con piezocono sismico SCPTu | 24 |
| | Penetrometriche standard SPT | 25 |
| | Penetrometriche dilatometriche DMT | 5 |
| | Prove dinamiche DPSH | 1 |
| Sondaggi | Sondaggi a carotaggio continuo | 2 |
| | Sondaggi + prove lab. | 6 |
| | Sondaggi + prove lab. + SPT | 3 |
| | Sondaggi + SPT | 4 |
| | Pozzi per acqua/trincee | 9 |
| | Sondaggi a distruzione di nucleo | 3 |
| Indagini geofisiche | Linea sismica a riflessione ad alta risoluzione | 1 |
| | Sismica a rifrazione | 2 |
| | Multichannel Analysis of Surface Waves MASW | 144 |
| | HoliSurface | 12 |
| | Rumore ambientale in array bidimensionale | 2 |
| | Rumore ambientale a singola stazione H/V | 219 (211) |
| | Extended Spatial Autocorrelation ESAC | 1 |
| | Spatial Autocorrelation SPAC | 4 |
| | Refraction Microtremor ReMi | 21 |
| | Multiple Filter Analysis MFA-Hs | 4 |
| | Electrical resistivity tomography ERT | 7 |
| Prove di laboratorio | Analisi granulometriche | 41 |
| | Limiti Atterberg | 20 |
| | Taglio diretto | 2 |
| | Triassale | 1 |
| | Colonna risonante | 5 |
| | Taglio semplice ciclico | 3 |
| | Prova edometrica | 1 |

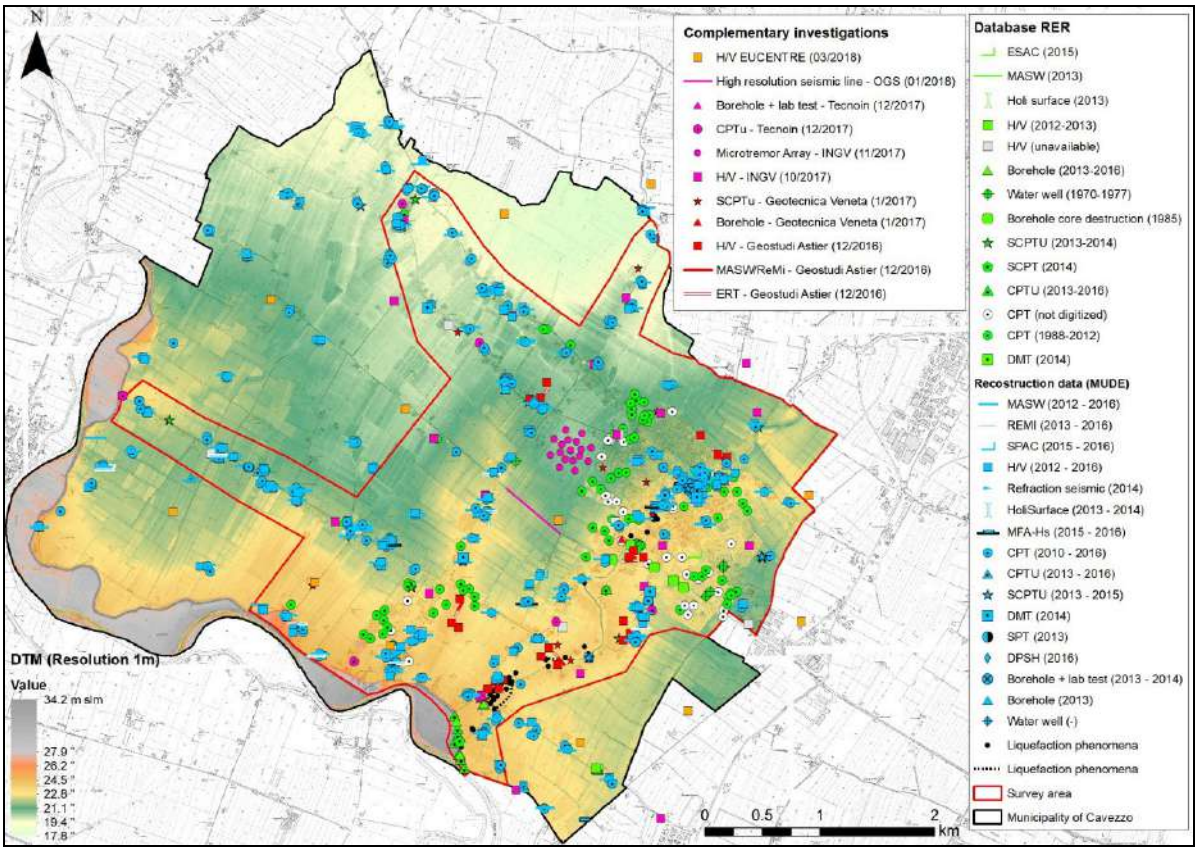



Figura 8: Mappa delle indagini geotecniche e geofisiche condotte nel territorio comunale di Cavezzo, che includono sia quelle provenienti da campagne di indagine pregresse (simboli in verde e azzurro), sia prove eseguite nell'ambito del presente studio (simboli in magenta, rosso e arancione), sovrapposte alla mappa altimetrica di Cavezzo derivata dal modello digitale del terreno (DTM con risoluzione 1 metro) ed alla Carta Tecnica Regionale CTR 1:5000.

## 3.3. Definizione del modello geotecnico e sismo-stratigrafico

### 3.3.1. Costruzione di un modello geofisico pseudo-tridimensionale

Al fine di valutare la risposta sismica locale è necessario definire un modello delle velocità sismiche che sia sufficientemente accurato da rivelare variazioni significative dei fattori di amplificazione attesi nell'area di interesse. Per questo studio è stato scelto di implementare e utilizzare un modello geofisico pseudo-tridimensionale (P3D), che consiste nell'unione di profili verticali di velocità delle onde S puntualmente monodimensionali (1D) su una griglia *equispaziata* di siti d'indagine. I modelli P3D possono essere utilizzati efficacemente in situazioni dove si ipotizzi una debole eterogeneità laterale a piccola scala e, quindi, in assenza di fenomeni quali focalizzazione del campo d'onda, risonanza geometrica di bacino ed effetti topografici per le frequenze di interesse ingegneristico. Dalle informazioni dedotte da ricerche bibliografiche e da precedenti studi, si può affermare che l'area d'interesse urbanistico di Cavezzo, per cui è stato effettuato questo studio, presenta condizioni favorevoli all'applicazione di tale tecnica di modellazione, nonostante la presenza della culminazione dell'anticlinale di Mirandola pochi chilometri a Nord del Comune di Cavezzo.

Il modello è stato costruito integrando dati da prospezione sismica attiva e passiva, sia già disponibili per la zona, che da indagini svolte *ad hoc* per questo studio (§ 3.2). Per la calibrazione del modello finale di velocità, fondamentale è stato il contributo di INGV (Sezione di Milano) e di OGS, che hanno rispettivamente condotto le acquisizioni di rumore ambientale (a stazione singola e con stendimenti bidimensionali dei sismometri) e la campagna di sismica a riflessione (in onde P e S).
La sezione geologica in Figura 5 mostra che il sottosuolo di Cavezzo è costituito da depositi alluvionali su un substrato marino immergente verso sud e che la successione alluvionale è costituita da varie unità stratigrafiche, risultato di diversi cicli deposizionali, con grado di deformazione (piegamento) via via maggiore con la profondità. Le superfici che delimitano queste unità litostratigrafiche sono quindi superfici di discontinuità stratigrafica. Ai fini della risposta sismica locale è fondamentale caratterizzare dal punto vista geofisico ognuna di queste unità stratigrafiche, possibilmente fino ad individuare la superficie al di sotto della quale i sedimenti hanno comportamento rigido (*bedrock* sismico).
Dai principali risultati della campagna di acquisizione di rumore ambientale a stazione singola alla scala del territorio comunale ottenuti da INGV, è emerso che le frequenze riferibili al principale livello risonante riconosciuto variano da circa 0.9-1 Hz nella parte settentrionale a circa 0.6 Hz nella parte meridionale. Questi dati indicano che la principale superficie di discontinuità sismostratigrafica è ad una profondità minore nella parte settentrionale del territorio indagato e che tende ad approfondirsi verso sud, in perfetto accordo con l'assetto tettonico dell'area. Le misure di rumore ambientale mostrano anche picchi di amplificazione H/V secondari a frequenze più basse (tra 0.18 e 0.4 Hz), attribuibili a discontinuità più profonde, e a frequenze di circa 4 Hz, attribuibili a discontinuità molto più superficiali.
L'interpretazione del profilo di velocità di propagazione delle onde S ($V_S$) dai dati dello stendimento bidimensionale acquisiti da INGV indica che lungo la verticale di misura, nella parte centrale del territorio comunale, sono presenti tre orizzonti di discontinuità di Vs: il primo a profondità di 40-50 m, il secondo a profondità intorno a 150 m e il terzo a profondità dell'ordine di 600-730 m. E' importante precisare che, dopo una prima analisi condotta da INGV, per la quale è stata utilizzata la sola componente verticale delle registrazioni, i risultati ottenuti sono stati perfezionati elaborando i dati tramite la tecnica di analisi frequenza-numero d'onda tricomponente (3CFK) sviluppata da Poggi e Fäh (2010). Il modello di velocità P3D è mostrato in Figura 9. Quello finale è stato quindi ottenuto dall'inversione combinata delle curve di dispersione delle onde di Love (modo fondamentale) e di Rayleigh (modo fondamentale e primo modo superiore), unitamente alla funzione di ellitticità (o polarizzazione) delle onde di Rayleigh, anch'essa ricavata dall'analisi 3CFK. La frequenza fondamentale del sito, inoltre, ha fornito il vincolo necessario a definire la profondità del basamento di riferimento. L'interpretazione dei profili di velocità di propagazione delle onde S e P da linea sismica a riflessione condotta da OGS forniscono indicazioni parzialmente diverse rispetto allo stendimento bidimensionale di INGV. I dati della sismica a riflessione permettono di riconoscere le discontinuità alle profondità di 40-50 m (questa riconoscibile solo dai dati di $V_S$) e 130-150 m ma indicano anche la presenza di discontinuità a profondità di circa 75 m e 250 m. Il confronto con la stratigrafia ha consentito di associare le discontinuità di velocità riconosciute con le discontinuità stratigrafiche basali del Subsintema di Villa Verrucchio (AES7) a profondità di 40-50 m, del Subsintema di Bazzano (AES6) a profondità di circa 75 m, del Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (AES) a profondità di 130-150 m, e del Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI) a profondità di 240-250 m. La discontinuità a profondità dell'ordine dei 600-700 m potrebbe essere associata con la base del Quaternario marino (Calabriano; 1,78 Ma).

Per l'analisi della risposta sismica locale, si è ritenuto opportuno utilizzare entrambi i profili verticali di velocità ottenuti. Ciò ha portato alla costruzione di 2 modelli P3D indipendenti: il modello basato sui dati INGV ed il modello basato sui risultati di OGS.
Per la definizione del modello sismo-stratigrafico di superficie sono state analizzate le prove MASW disponibili per la zona d'indagine, partendo direttamente dalle curve di dispersione delle onde di Rayleigh osservate. In totale, sono state opportunamente digitalizzate ed utilizzate 83 curve. Poiché l'informazione richiesta in questa fase è la mappatura di valori medi di $V_S$ nei primi 30 metri di profondità ($V_{S30}$), è stato ritenuto sufficiente l'utilizzo di una tecnica di conversione empirica che permettesse di ricavare, con sufficiente tolleranza, il valore di $V_{S30}$ direttamente dalla curva di dispersione secondo metodi disponibili in letteratura (e.g. Albarello e Gargani, 2010; Comina et al., 2011).
In conclusione, entrambi i modelli basati sui profili di velocità INGV e OGS sono da considerarsi ugualmente validi al fine del calcolo della risposta sismica locale, in quanto espressione dell'incertezza epistemica dovuta alle diverse assunzioni di base e alle inevitabili limitazioni delle metodologie di analisi utilizzate. Al fine di rappresentare al meglio tale incertezza sul risultato finale, i due modelli sono stati utilizzati in parallelo per il calcolo dei fattori di amplificazione, secondo una configurazione a rami indipendenti di un albero logico, ma di ugual peso. Il risultato di tale calcolo è stato quindi combinato *a-posteriori* come valore medio della risposta sismica attesa.

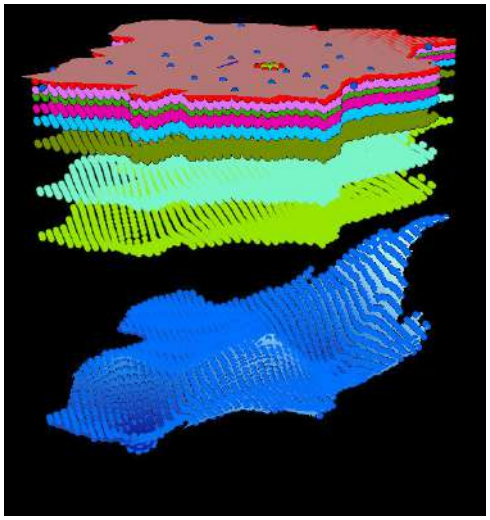


Figura 9: Modello sismo-stratigrafico pseudo-tridimensionale per la zona del centro abitato nel territorio comunale di Cavezzo.

### 3.3.2. Litostratigrafia dei depositi di terreno superficiali

Per la stima dell'indice potenziale di liquefazione è necessario definire accuratamente la litostratigrafia dei primi 15-20 m di sottosuolo. A tal fine è stata condotta un'analisi congiunta delle informazioni stratigrafiche, litologiche e geomorfologiche, sulla base della quale il territorio del Comune di Cavezzo è stato suddiviso in aree omogenee. Particolare attenzione è stata rivolta al riconoscimento della presenza e dello spessore cumulato dei livelli sabbiosi nei primi metri di sottosuolo.
Confrontando le stratigrafie dei sondaggi, dei pozzi e le ricostruzioni stratigrafiche ottenute dall'interpretazione delle prove penetrometriche sono state riconosciute 9 stratigrafie tipo,

corrispondenti ad altrettanti modelli geologici superficiali tramite i quali è possibile suddividere il territorio di Cavezzo in aree omogenee per litologia e ambiente genetico-deposizionale. Tali modelli geologici sono stati utilizzati per la redazione della *Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica* (MOPS) per l'area di studio (mostrata in Figura 10). Le aree omogenee mostrano una certa variabilità negli spessori dei diversi orizzonti nelle colonne stratigrafiche descrittive. Ad eccezione della zona 9, caratterizzata dalla prevalenza di sedimenti fini (argille e limi sabbiosi) interpretati come depositi di piana inondabile o di intercanale, tutte le stratigrafie tipo delle zone da 1 a 8 presentano orizzonti sabbiosi e limoso sabbiosi nei primi 10 m e perciò si presentano come potenzialmente liquefacibili.
Per quel che concerne l'utilizzo dei dati relativi alle prove CPTu, si precisa che è stata messa a punto ed applicata dagli scriventi una correzione all'espressione per il calcolo dell'indice di comportamento ($I_C$) di Robertson (2009). Tale correzione, calibrata sulla base dell'esame congiunto di prove CPTu e sondaggi disponibili a Cavezzo, è finalizzata a migliorare l'individuazione dei cosiddetti terreni misti ricadenti nella zona di transizione dell'abaco di riferimento (Robertson, 2009).

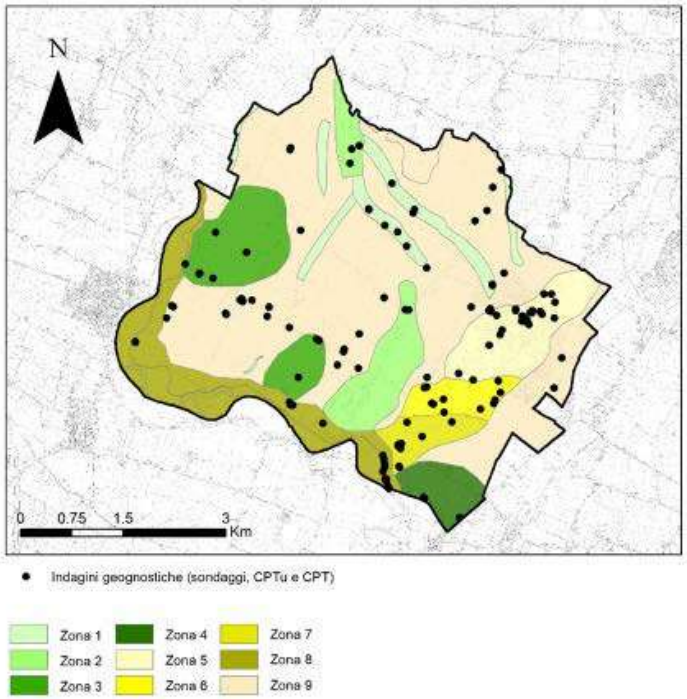



Figura 10: Distribuzione areale delle 9 stratigrafie tipo riconosciute (aree omogenee).

### 3.3.3. Definizione del modello geotecnico-sismico

Il modello geotecnico-sismico è stato costruito a partire dal modello sismo-stratigrafico pseudo-3D (§ 3.3.1). Nel dettaglio, esso è costituito da 10 versioni del modello denominato INGV (a cui è stato attribuito peso 0.5) e da 1 modello OGS (a cui è stato assegnato un peso di 0.5). Ciascuno di tali modelli è caratterizzato da 3052 profili verticali di velocità 1D, equispaziati su una griglia di passo pari a 0.001°x0.001° (approssimativamente 100 m x 100 m) che copre il territorio comunale di Cavezzo. Complessivamente, pertanto, si hanno un totale di 33572 modelli (3052x11).

Al fine di definire il modello geotecnico-sismico da adottare nelle analisi di risposta sismica locale, le proprietà definite nel modello geofisico sono state integrate con le informazioni di carattere stratigrafico derivanti del modello geologico. In particolare, sono state utilizzate le 9 stratigrafie tipo illustrate nel § 3.3.2, tenendo conto delle incertezze ad esse associate. Per ciascuna area omogenea, infatti, sono stati individuati i punti della griglia di riferimento ricadenti all'interno di tale area e successivamente per ogni strato degli 11 modelli geofisici, è stata condotta un'analisi di tipo statistico sugli spessori.
La valutazione degli effetti di sito dovuti ad amplificazione lito-stratigrafica è stata eseguita utilizzando un modello 1D lineare-equivalente. Per l'assegnazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento a tutti gli strati di ciascun modello geotecnico, è stata, pertanto, adottata una procedura *ad hoc*, che prevede l'impiego delle curve proposte da Darendeli (2001), ampiamente utilizzate nella letteratura tecnica, calibrate a partire dai dati delle curve ottenute dalle prove di laboratorio disponibili, come mostrato in Figura 11 relativa ad un campione di limo con sabbia fine debolmente argilloso, prelevato dal sondaggio S3 eseguito nella parte meridionale del territorio comunale di Cavezzo.

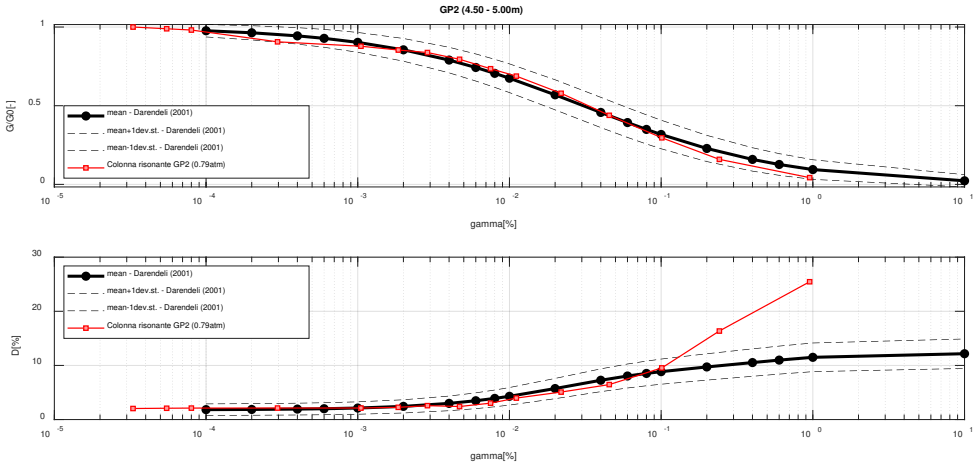



Figura 11: Calibrazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento proposte da Darendeli (2001) mediante l'utilizzo delle curve da prove di laboratorio eseguite su un campione di limo con sabbia fine debolmente argilloso prelevato nel dicembre 2017 nella parte meridionale del territorio comunale di Cavezzo.

## 3.4. Definizione dell'input sismico di riferimento

La pericolosità sismica di base al sito in esame è stata determinata per i tre periodi di ritorno considerati (475, 975 e 2475 anni) in termini di spettri di risposta elastici in accelerazione per suolo rigido, magnitudo attesa al sito ed accelerogrammi naturali sismo- e spettro-compatibili. Gli spettri di risposta elastici sono stati calcolati in accordo alle prescrizioni contenute nelle NTC (2008). Analogo approccio è prescritto anche nelle NTC (2018). La Tabella 2 riassume, per ciascuno dei tre periodi di ritorno considerati, i valori dei parametri necessari a definire gli spettri di risposta elastici per suolo A con riferimento al Comune di Cavezzo: $a_g$ è l'accelerazione di picco orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale, $F_0$ rappresenta il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale e $T_c$* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro isoprobabile in accelerazione.

La definizione della magnitudo attesa al sito costituisce una operazione particolarmente importante per lo studio. Dalla magnitudo attesa, infatti, dipende la severità delle registrazioni accelerometriche spettro-compatibili da utilizzare nelle analisi di risposta sismica locale. Essa, inoltre, influenza l'intensità della domanda sismica attesa nella valutazione del potenziale di liquefazione al sito di interesse.
Rispetto a ICMS (2008), le ICMS-LIQ (2017) approfondiscono, il tema della definizione della magnitudo per la valutazione della suscettibilità a liquefazione nell'Appendice A1, in cui sono menzionati i metodi definiti *classici* con le relative criticità. Essi sono: massima magnitudo dal Database Macrosismico Italiano DBMI; criteri del *cut-off* magnitudo-distanza epicentrale; massima magnitudo delle zone sismogenetiche o valori ottenuti da disaggregazione (metodi proposti in ICMS, 2008). Le ICMS-LIQ (2017) illustrano, inoltre, una metodologia originale per il calcolo della magnitudo per la verifica della suscettibilità alla liquefazione messa a punto dall'Università degli Studi di Siena, basata sull'uso diretto delle osservazioni macrosismiche (MCS) riguardanti terremoti che in passato hanno interessato il sito oggetto di studio (storia sismica del sito).
In questo studio, per Cavezzo è stata condotta un'analisi *ad hoc* per la definizione dei valori di magnitudo attesa al sito, basata sul calcolo dei tassi di sismicità. Per ciascuno dei tre periodi di ritorno in esame, la magnitudo attesa a Cavezzo è stata determinata a partire dai tassi di sismicità prodotti nell'ambito del progetto MPS16 (https://ingvcps.wordpress.com/category/mps16/), mirato alla realizzazione di un nuovo modello di pericolosità sismica del territorio nazionale. Nello specifico, sono state prodotte 8 mappe di tassi annuali di sismicità utilizzando il metodo a sismicità diffusa di Woo (1996). Le 8 mappe sono state prodotte per esplorare le incertezze associate ad alcuni parametri del modello e possono essere combinate in una struttura ad albero logico utilizzando i pesi assegnati dagli stessi autori. Dal momento che i tassi di sismicità calcolati per MPS16 sono tassi individuali riferiti a celle di 0.1°x0.1°, è stato necessario dapprima calcolare i tassi cumulati e successivamente, sommare, per ciascun intervallo di magnitudo, i tassi cumulati associati a tutti i nodi della griglia di riferimento ricadenti entro un raggio di 50 km dalle coordinate comunali di Cavezzo. In questo modo la magnitudo cercata si configura come la magnitudo attesa entro un raggio di 50 km da Cavezzo. La scelta del raggio di 50 km è legata alle dimensioni di un terremoto di magnitudo 7 (corrispondente ad una rottura di faglia di circa 50 km). Per i periodi di ritorno di interesse, calcolati come inverso dei tassi di sismicità sopra descritti, è stata quindi individuata la magnitudo corrispondente. Il valore finale di magnitudo è stato calcolato come media pesata delle 8 magnitudo calcolate a partire dalle 8 mappe di tassi di sismicità disponibili. I valori di magnitudo attesa al sito calcolati per Cavezzo sono riportati in Tabella 2.

Tabella 2: Dati per la definizione della pericolosità sismica di base con riferimento al Comune di Cavezzo secondo le NTC (2008) e NTC (2018); la magnitudo attesa al sito è stata definita mediante un calcolo *ad hoc*.

| Periodo di ritorno (anni) | $a_g$ (g) | $F_0$ (-) | $T_c^*$ (s) | Mw attesa |
|---|---|---|---|---|
| 475 | 0.151 | 2.588 | 0.270 | 6.05 |
| 975 | 0.202 | 2.535 | 0.276 | 6.21 |
| 2475 | 0.290 | 2.436 | 0.291 | 6.46 |

Per ciascun periodo di ritorno, è stato selezionato un gruppo di 7 accelerogrammi indipendenti registrati su roccia, spettro-compatibili allo spettro di risposta elastico definito dalle NTC (2008) per il territorio comunale di Cavezzo. La selezione è stata effettuata utilizzando una versione aggiornata del programma ASCONA (Corigliano et al., 2012), che fornisce un *set* di

registrazioni *strong motion* che soddisfano diversi criteri (e.g. magnitudo, distanza, forma spettrale), con il requisito aggiuntivo di compatibilità con uno spettro *target* (in questo caso, lo spettro di risposta elastico in accelerazione prescritto dalle normative italiane vigenti), in un intervallo di periodi specificato (in questo caso da 0.15 a 2 s). Per quanto riguarda la scalatura dei segnali, è stato utilizzato l'approccio PEER (2010a, 2010b). Tra i diversi *set* di accelerogrammi che soddisfano i criteri imposti e i criteri di spettro-compatibilità, il *set* restituito in uscita da ASCONA è quello caratterizzato dal minor scarto medio tra lo spettro di risposta medio dei 7 accelerogrammi e lo spettro *target*.

## 3.5. Analisi di risposta sismica locale

Per Cavezzo sono state condotte analisi di risposta sismica locale monodimensionali (1D) utilizzando il codice di calcolo SHAKE91 (Schnabel et al., 1972; Idriss e Sun, 1992). Per ciascuno dei 3.052 profili monodimensionali, lo spessore massimo di ogni strato è stato definito in funzione del valore della velocità delle onde di taglio $V_S$ e del valore della lunghezza d'onda, adottando la formula di Kottke e Rathje (2009) in cui la frequenza massima considerata nel corso delle analisi è pari a 25 Hz, mentre il valore della lunghezza d'onda pari a 1/10. Le analisi sono state condotte per tutti i punti della griglia di riferimento per cui è stato definito il modello geotecnico-sismico P3D. Complessivamente, sono state condotte, per ciascun periodo di ritorno, 229.768 analisi, avendo considerato 2.984 nodi della griglia, 11 modelli e 7 accelerogrammi. Per ciascuna analisi sono stati successivamente calcolati i seguenti fattori di amplificazione ($F^i$) in termini di picco di accelerazione, di rapporto di intensità di Housner (calcolato per diversi intervalli di periodi dell'oscillatore) e in termini di rapporto dell'integrale dello spettro di risposta in accelerazione (SA; smorzamento $\xi$=5%), calcolato per l'intervallo di periodi dell'oscillatore $0.1 \leq T \leq 0.5$s. ). In via sperimentale, per la prima volta in Emilia-Romagna per uno studio a scala di territorio comunale, sono state realizzate anche mappe dei fattori di amplificazione in accelerazione, per l'intervallo di periodi compreso tra 0.1s e 0.5s e del parametro $H_{MS}$ (Naso et al., 2016). Per ciascun nodo della griglia e per ciascun fattore di amplificazione $F^i$, è stato infine determinato un unico valore ottenuto come media pesata degli 11x7 valori calcolati:

$$F^i = \sum_{j=1}^{7} w_acc_j \sum_{k=1}^{11} w_\mathrm{mod}_k \, F^i_{jk} \tag{1}$$

dove $w_acc_j$ rappresenta il peso di ciascun accelerogramma, assunto uguale per tutti gli accelerogrammi ($w_acc_j=1/7$), $w_mod_k$ rappresenta il peso associato a ciascun modello P3D ($w_mod_k=0.05$ per ciascuno dei 10 modelli basati sui dati INGV e $w_mod_k=0.5$ per il modello OGS), mentre $F^i_{jk}$ rappresenta il fattore di amplificazione $F^i$ associato all'accelerogramma j-esimo e al modello P3D k-esimo. A titolo di esempio, in Figura 12 è mostrata la mappa del fattore di amplificazione in termini di picco di accelerazione calcolato per il territorio comunale di Cavezzo per 475 anni. In generale si osserva che l'amplificazione sismica è maggiore nella parte settentrionale, verso la culminazione dell'anticlinale di Mirandola. Inoltre, è interessante notare come tale mappa rifletta in modo evidente il contesto geologico e geomorfologico locale. Seguendo l'approccio descritto in precedenza, sono stati calcolati, per ciascuno dei 2.984 punti, gli spettri di risposta in accelerazione con smorzamento $\xi$ =5%.
Con riferimento ad una sezione che attraversa il territorio comunale da nord a sud, lungo la quale si registrano le maggiori variabilità laterali del modello sismo-stratigrafico, sono state

condotte analisi bidimensionali (2D) con il codice QUAD4M (Hudson et al., 1994). La sezione è lunga circa 110 m e include 2 punti della griglia di riferimento per le analisi 1D. I risultati delle analisi 2D sono stati confrontati con quelli ottenuti dalle analisi 1D eseguite sempre con il codice QUAD4M in tre punti diversi del modello 2D. I risultati preliminari confermano ciò che è stato anticipato sulla base di congetture preliminari e cioè che per le frequenze di interesse gli effetti bidimensionali a Cavezzo sono trascurabili perché la pendenza del tetto del substrato è modesta (dell'ordine del 5%).

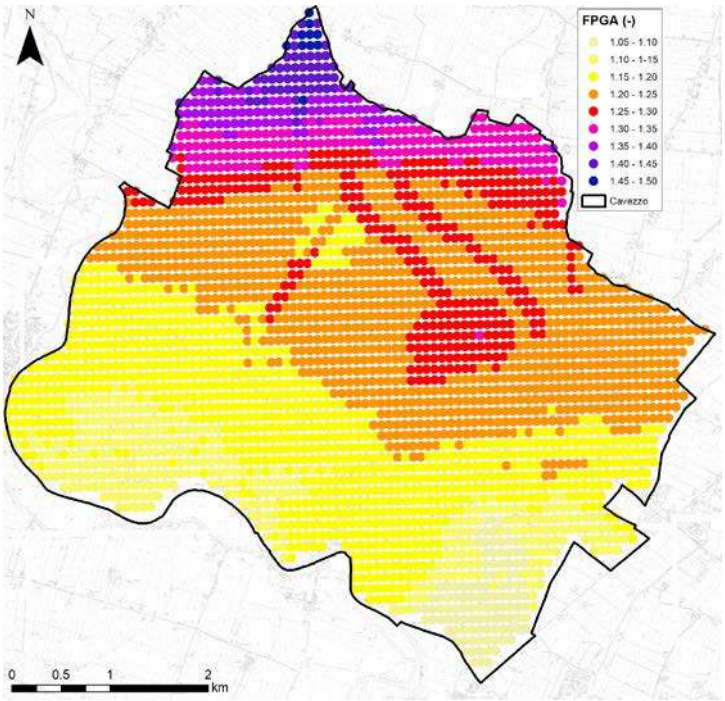



Figura 12: Mappa del fattore di amplificazione in termini di picco di accelerazione calcolato per il territorio comunale di Cavezzo per il periodo di ritorno di 475 anni.

## 3.6. Mappe del rischio di liquefazione e confronto con le manifestazioni dei fenomeni di liquefazione avvenuti nella sequenza del 2012

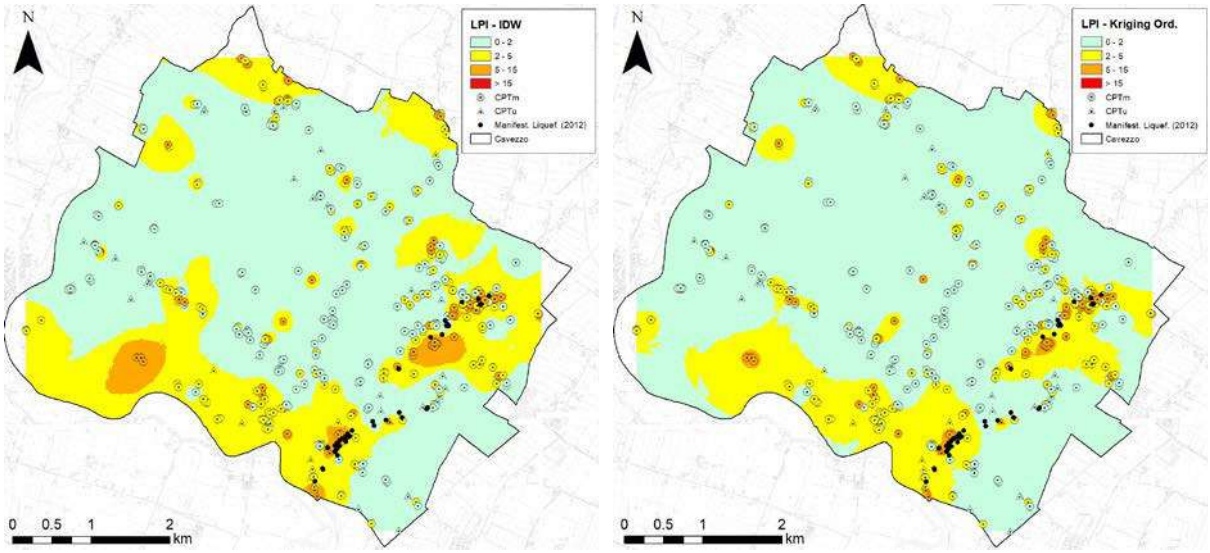
Dalla concomitanza dello scuotimento sismico atteso e della vulnerabilità geotecnico-sismica del territorio comunale di Cavezzo, sono state calcolate le mappe del rischio liquefazione. Attualmente è stata applicata una procedura di calcolo presentata in Eucentre (2013 e successivi aggiornamenti) che prevede l'impiego di approcci metodologici indipendenti per ciascun tipo di prova in sito considerata, offrendo, pertanto, la possibilità di mettere in conto gli effetti prodotti sui risultati delle analisi dall'incertezza epistemica, ossia legata ai modelli di calcolo adottati. Tale procedura è stata applicata per la valutazione del potenziale rischio di liquefazione e relativi cedimenti indotti nel terreno a partire dai risultati delle numerose prove penetrometriche eseguite nel territorio comunale di Cavezzo. Si tratta in totale di 444 prove: 375 prove penetrometriche statiche eseguita con punta meccanica (CPTm); 44 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu); 24 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico (SCPTu); 1 prova penetrometrica statica eseguita con punta meccanica e con piezocono (SCPT). La procedura impiegata prevede l'applicazione di tre approcci metodologici indipendenti calibrati a partire da prove penetrometriche statiche (eseguite con

piezocono), seguendo gli orientamenti recenti in materia a livello internazionale (e.g. ISMS-RER, 2015; Cubrinovski et al., 2017): *metodologia A*, basata sul metodo di Robertson (2009); *metodologia B*, che fa riferimento alla procedura di Boulanger e Idriss (2016); *metodologia C*, basata sul metodo di Moss et al. (2006).
Al fine di utilizzare nella valutazione del potenziale di liquefazione anche i risultati delle numerose prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT), essi sono stati corretti mediante l'applicazione delle formule proposte da Facciorusso et al. (2017) per l'indice di comportamento di terreno $I_C$ e per la resistenza alla punta normalizzata per le sabbie pulite $q_{c1ncs}$ (rispetto a quella proposta da Boulanger e Idriss, 2016).
Il livello di falda assunto nelle analisi è stato desunto dai dati della campagna di indagine svolta *ad hoc* per la determinazione della soggiacenza (§ 3.1.4) in quanto il periodo in cui la campagna è stata eseguita corrisponde a quello umido, durante il quale si verifica la condizione più sfavorevole (i.e. livello di falda prossimo al piano campagna). I valori misurati nel corso della campagna di indagine sono stati interpolati per ottenere una mappa continua da cui successivamente estrarre i valori in corrispondenza delle 444 prove esaminate.
I dati in ingresso utilizzati per la stima della domanda sismica sono lo scuotimento atteso espresso in termini di picco dell'accelerazione orizzontale in superficie ($a_{max}$), calcolato mediante analisi di risposta sismica locale (§ 3.5), e la magnitudo attesa al sito definita come illustrato nel § 3.4. Gli approcci adottati consentono sia una valutazione puntuale della suscettibilità alla liquefazione alle diverse profondità tramite il calcolo del fattore di sicurezza $F_S$ e della probabilità di liquefazione $P_L$, sia una stima globale dell'incidenza del fenomeno e delle sue conseguenze lungo una verticale, mediante il calcolo di quattro indicatori del rischio liquefazione: LPI, LSI e LSN. Per quel che concerne la valutazione degli spostamenti indotti nel terreno dal verificarsi del fenomeno liquefazione, è stato adottato il metodo proposto da Zhang et al. (2002), in quanto indicato come più affidabile da Robertson (2009).
Partendo dai risultati ottenuti applicando le tre metodologie sono stati calcolati i valori degli indici di rischio liquefazione (i.e., LPI, LSI, LSN) adottando un approccio ad albero logico in cui a ciascun metodo selezionato sono stati attribuiti i seguenti pesi:

- 25% alla metodologia A (Robertson 2009);
- 50% alla metodologia B (Boulanger e Idriss 2016);
- 25% alla metodologia C (Moss et al. 2006).

L'interpolazione degli indici così calcolati in ambiente GIS ha consentito di fornire una rappresentazione della variabilità spaziale del potenziale rischio di liquefazione. Le mappe in Figura 13 mostrano il confronto tra le mappe dell'indice LPI (Sonmez et al., 2003) calcolate, per il territorio comunale di Cavezzo, con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni, applicando due diversi algoritmi di interpolazione spaziale: l'*Inverse Distance Weighted*, IDW (a) e il *Kriging* ordinario della Geostatistica (b). Dall'analisi di queste mappe, emerge che le conseguenze attese sul terreno a causa della liquefazione non sono trascurabili. I valori dell'indice LPI sono, nella maggior parte delle prove analizzate (82%), inferiori a 5 ad indicare un rischio liquefazione da basso a moderato; per le rimanenti prove, principalmente ubicate in prossimità delle zone di dosso fluviale e di paleoalveo, i valori ottenuti sono compresi tra 5 e 15, ad indicare un rischio liquefazione alto. Tale considerazioni sono confermate anche dai valori degli indici LSI e LSN, qui non riportati. Per quel che riguarda la stima dei cedimenti verticali indotti dalla liquefazione, per circa il 44% delle prove i valori attesi sono inferiori a 5 cm, per il 26% compresi tra 5 e 10 cm, mentre per il rimanente 30% sono superiori a 10 cm, con valori che, in alcuni casi, superano i 20 cm.

Le mappe di Figura 13 sono sovrapposte alle manifestazioni dei fenomeni di liquefazione avvenuti nel 2012. La sequenza del 2012 è associabile, infatti, ad un periodo di ritorno dell'ordine dei 500 anni, come emerge dall'analisi di alcune evidenze sismologiche e geotecniche. Si citano, in particolare, il periodo di ritorno desunto dal calcolo dei tassi di sismicità con le relazioni di ricorrenza di Gutenberg-Richter (1942) per la zona di interesse (i.e. zona sismogenetica 912, Meletti et al., 2008), il catalogo di Galli (2000) che annovera manifestazioni del fenomeno della liquefazione nel territorio ferrarese a seguito del terremoto del 1570 ed, infine, lo scuotimento registrato nel 2012 coerente con le previsioni della mappa di pericolosità sismica calcolata dall'INGV nel 2004 (MPS04).
Il confronto tra le manifestazioni del fenomeno nel 2012, che si sono verificati nella parte sud-orientale del territorio comunale e la valutazione del rischio liquefazione per 475 anni sembra indicare che la mappatura prodotta fornisce un quadro piuttosto cautelativo. Nelle mappe, compaiono, infatti, alcune zone di estensione limitata a rischio liquefazione elevato. Tali aree sono ubicate nella parte sud-occidentale del Comune, dove, tuttavia, non risultano evidenze di liquefazione avvenute nel 2012. Una possibile spiegazione è che il fenomeno della liquefazione sia avvenuto, ma senza manifestazioni evidenti in superficie. In alternativa si può ipotizzare che i metodi delle correlazioni di campagna forniscono predizioni eccessivamente cautelative, almeno in questo caso di studio. Si evidenzia che in rari casi le manifestazioni di liquefazione documentate nella sequenza del 2012 sono ubicate in zone predette a rischio trascurabile. Per questi casi la scarsità dei dati disponibili non consente di trarre conclusioni definitive circa la capacità predittiva dei modelli adottati. Sono da considerare, inoltre, i limiti di validità dei valori soglia di LPI discussi nella letteratura specialistica (e.g. Maurer et al., 2015). Approfondimenti per l'interpretazione dei risultati di questo studio sono tuttora in corso.




a) b)

Figura 13: Confronto tra le mappe dell'indice del potenziale di liquefazione LPI (Liquefaction *Potential Index*; Sonmez et al., 2003) per il territorio comunale di Cavezzo con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni, calcolate applicando rispettivamente gli algoritmi di interpolazione spaziale *Inverse Distance Weighed*, IDW (a) e *Kriging* (b) a partire da metodi empirici indipendenti. Le mappe sono sovrapposte alle manifestazioni dei fenomeni di liquefazione avvenuti nel 2012.

# 4. APPROCCI AVANZATI ALLA MICROZONAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE

La microzonazione sismica del Comune di Cavezzo con particolare riferimento al rischio liquefazione è attualmente in corso di svolgimento nell'ambito del progetto LIQUEFACT. Nei paragrafi seguenti, si illustrano alcuni approcci avanzati alla microzonazione, che l'Unità di ricerca di Pavia sta sviluppando.

## 4.1. Applicazione congiunta di correlazioni empiriche e metodi basati sulla teoria dello stato critico mediante approccio ad albero logico

I limiti dei metodi empirici o semi-empirici per la valutazione del rischio di liquefazione di un terreno sono ampiamente discussi nella letteratura scientifica. Si menziona, in particolare, il lavoro di Cubrinovski et al. (2017) che, con riferimento a decine di siti a Christchurch (Nuova Zelanda) in cui si sono verificati fenomeni di liquefazione nel 2010-2011, presenta un confronto tra le predizioni ottenute mediante gli approcci semplificati ed i risultati di analisi dinamiche in sforzi efficaci condotte con legami costitutivi avanzati per il terreno (e.g. Cubrinovski et al., 1998). Oltre alle correlazioni di campagna, sono disponibili nella letteratura scientifica metodi alternativi per valutare la suscettibilità a liquefazione di una sabbia, tra cui gli approcci basati sulla *teoria dello stato critico* (Jefferies e Been, 2015). La risposta di un terreno sottoposto ad un carico ciclico, come il terremoto, è influenzata dal *parametro di stato* $\Psi$, una misura della distanza tra l'indice dei vuoti del terreno nella sua condizione geostatica iniziale ad una certa profondità dal piano campagna, dalla linea di stato critico. In questo contesto, il parametro $\Psi$ rappresenta un indice per descrivere la propensione di un terreno a liquefare o a non liquefare: un valore di $\Psi$ positivo indica un materiale che sottoposto ad uno sforzo tangenziale esibisce un comportamento *contraente*, quindi potenzialmente instabile, mentre un valore negativo di $\Psi$ indica un terreno a comportamento *dilatante*, quindi stabile se soggetto ad un'azione sismica. Correlazioni sono proposte in letteratura (e.g. Jefferies e Been, 2015; Fioravante e Giretti, 2016; Giretti e Fioravante, 2017) per consentire la stima del parametro $\Psi$ a partire dai risultati di prove CPT. Pertanto il rischio di liquefazione a Cavezzo è stato anche calcolato utilizzando congiuntamente gli approcci basati sulle correlazioni di campagna convenzionali e i metodi basati sulla teoria dello stato critico applicando l'approccio ad albero logico illustrato in Figura 14.

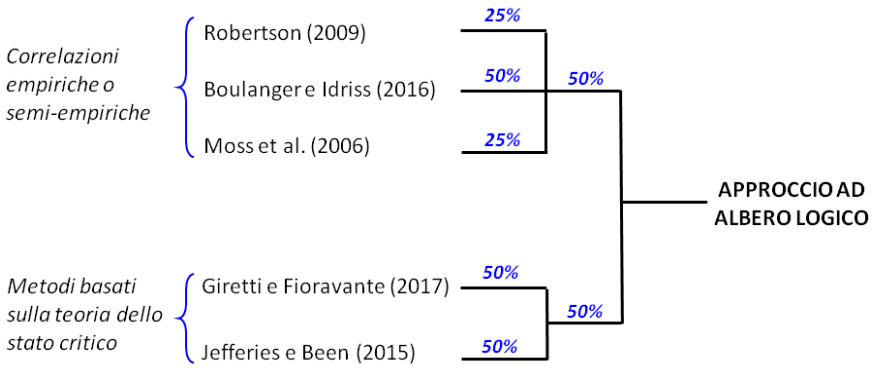



Figura 14: Schema dell'approccio ad albero logico implementato per la valutazione del rischio liquefazione a Cavezzo utilizzando congiuntamente gli approcci basati sulle correlazioni di campagna convenzionali ed i metodi basati sulla teoria dello stato critico da prove CPT.

I risultati ottenuti con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni sono mostrati in Figura 15. Dal confronto tra le mappe di Figura 13 e di Figura 15, non sembrano emergere sostanziali differenze nelle stime del rischio liquefazione ad indicare una stabilità dei risultati inizialmente ottenuti applicando tre metodi empirici indipendenti, piuttosto soddisfacente. Ulteriori approfondimenti per meglio circostanziare queste considerazioni preliminari sono in corso.

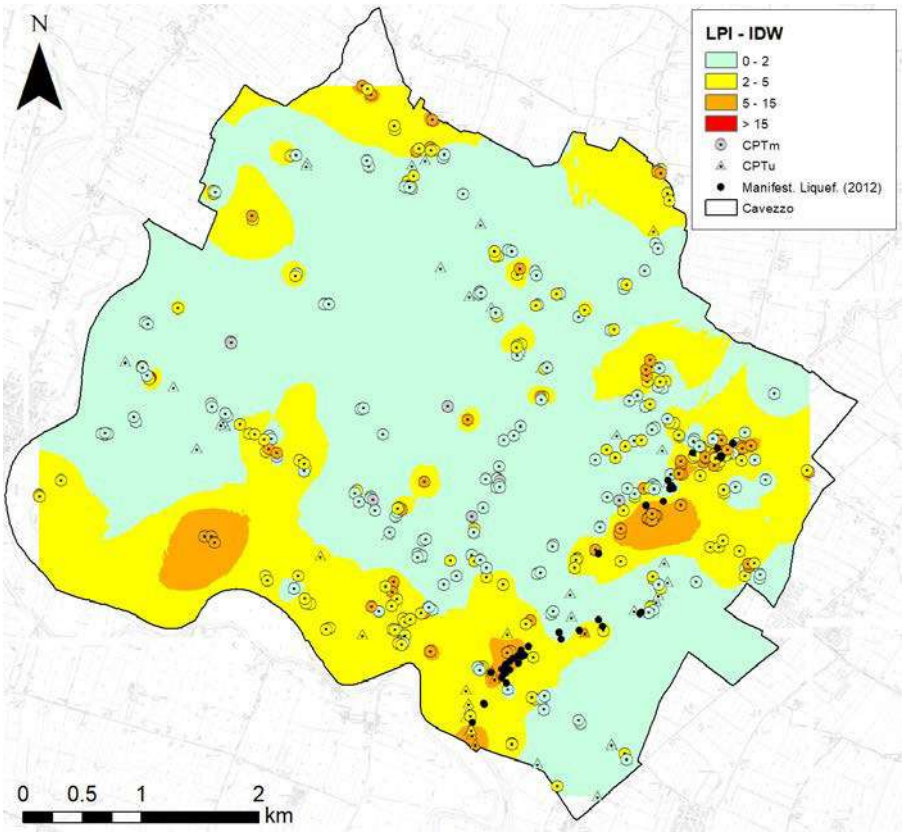



Figura 15: Mappa dell'indice del potenziale di liquefazione LPI (*Liquefaction Potential Index*; Sonmez et al., 2003) per il territorio comunale di Cavezzo con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni, calcolata applicando sia le tre correlazioni empiriche indipendenti, che due diversi metodi basati sulla teoria dello stato critico secondo l'approccio ad albero logico indicato in Figura 14; la mappa è sovrapposta alle manifestazioni dei fenomeni di liquefazione avvenuti nel 2012.

## 4.2. Microzonazione per il fenomeno dell'espansione laterale

Come evidenziato in precedenza, nelle linee guida per la microzonazione del rischio di liquefazione sismo-indotta disponibili a livello nazionale ed internazionale non è tenuto in considerazione il tema dei fenomeni di espansione laterale (*lateral spreading*). In letteratura, per la stima del *lateral spreading*, si tende (e.g. Youd, 2018) a ricorrere a tecniche di regressione lineare multipla (MLR, *Multiple Linear Regression*) a partire da variabili che rappresentano da un lato i fattori predisponenti, quali la configurazione geomorfologica e la suscettibilità alla liquefazione del terreno desunta da prove geotecniche e dall'altro i fattori

scatenanti come la severità attesa per il sisma. Tale approccio è stato introdotto da Bartlett e Youd (1995), successivamente aggiornato da Youd et al. (2002) e recentemente rivisitato da Gillins e Bartlett (2014). Gli approcci disponibili in letteratura proposti per configurazioni geometriche estremamente semplificate sono calibrate a partire da dati storici di manifestazioni del fenomeno. E' importante segnalare che la valutazione e mappatura del rischio da *lateral spreading* è attualmente oggetto di ricerca a livello internazionale (e.g. PEER, 2017; Sharifi-Mood et al., 2018).
Con riferimento all'area comunale di Cavezzo, è stato condotto il calcolo di LDI utilizzando il metodo di Zhang et al. (2004) per il periodo di ritorno di 475 anni a partire da risultati di prove penetrometriche CPT. Le informazioni sulla configurazione geometrica sono state dedotte dalla mappa geomorfologica messa a punto per il territorio comunale. I valori di *Lateral Spreading* stimati per il periodo di ritorno di 475 anni sono di modesta entità. A Cavezzo, non sono stati identificati fenomeni di espansioni laterali dopo il terremoto del 29 maggio. Questo, però, non significa che, per eventi di maggiore intensità, non possano verificarsi casi di *lateral spreading*. Sono, pertanto, in corso le analisi relative ai periodi di ritorno di 975 e 2475 anni, oltre ad ulteriori approfondimenti sulle metodologie da utilizzare per la valutazione del rischio da espansione laterale indotta dalla liquefazione.

## 4.3. Analisi accoppiate in sforzi efficaci

Le analisi di risposta sismica locale sono state condotte per il territorio comunale di Cavezzo assumendo per il suolo un legame costitutivo di tipo viscoelastico lineare-equivalente, che non è idoneo a riprodurre la risposta sismica dei terreni in presenza di forti non-linearità e comportamenti instabili. In tali situazioni, l'analisi della risposta sismica locale dovrebbe essere eseguita utilizzando modelli costitutivi avanzati che tengano in debito conto dell'accoppiamento idro-meccanico tra la fase fluida e quella solida del mezzo poroso e siano quindi in grado di simulare correttamente l'incremento delle pressioni interstiziali originato dal carico ciclico e la progressiva riduzione degli sforzi efficaci accompagnata dalla degradazione della rigidezza e della resistenza meccanica. L'uso di tali legami costituitivi consente di ottenere una descrizione accurata del comportamento dinamico di terreni instabili come i suoli suscettibili alla liquefazione o propensi a manifestare il fenomeno della mobilità ciclica, sia per quel che concerne la stima delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, sia per il calcolo degli spostamenti permanenti. Occorre tuttavia evidenziare che a fronte di queste potenzialità, i modelli costitutivi avanzati richiedono in genere un numero relativamente elevato di parametri in ingresso e quindi il loro uso è giustificabile oltreché utile solo a fronte di una raffinata caratterizzazione geotecnica dei terreni.
Tra i codici 1D che implementano analisi non lineari incrementali, si citano, a titolo di esempio, OpenSEES (http://opensees.berkeley.edu/; Yang et al., 2003), SUMDES (Li et al., 1992) e DEEPSOIL (http://deepsoil.cee.illinois.edu/; Hashash e Park, 2002). Nell'ambito del progetto internazionale denominato PRENOLIN, 19 gruppi di ricerca hanno utilizzato 23 differenti codici per condurre analisi di risposta sismica 1D non lineari; per i dettagli, si rimanda a Régnier et al. (2018).
Tra i codici che operano in sforzi efficaci, capaci di riprodurre anche effetti 2D e 3D, largamente impiegato è FLAC sia nella versione 2D che 3D (ITASCA, 2016). Con riferimento al territorio comunale di Cavezzo, sono in corso di esecuzione analisi in sforzi efficaci con FLAC. I risultati di queste analisi verranno confrontati sia con quelli ottenuti dall'applicazione delle correlazioni di campagna, che con le evidenze documentate del fenomeno della liquefazione nella sequenza del 2012.

Analisi accoppiate in sforzi efficaci sono in corso di esecuzione in ambito LIQUEFACT con riferimento al sito selezionato per il campo prova e finalizzato a sperimentare alcune tecniche di miglioramento dei terreni per mitigare il rischio liquefazione. Il sito si trova nel Comune di Pieve di Cento (BO) ed i risultati delle analisi in sforzi efficaci (Chiaradonna et al. 2018) sono stati ottenuti con FLAC adottando il modello di Byrne (1991). Sono in programma analisi utilizzando altri legami costitutivi avanzati (e.g. Cubrinovski e Ishihara, 1998).

## 5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'articolo illustra i risultati, alcuni ancora preliminari, dello studio condotto per la microzonazione sismica del territorio comunale di Cavezzo. Le attività sono state svolte da un gruppo di lavoro multi-disciplinare ed inter-istituzionale, che ha messo in campo competenze afferenti a diverse discipline che comprendono tra le altre l'ingegneria geotecnica, la geologia, la geofisica e la sismologia.
Lo studio è attualmente in corso di svolgimento nell'ambito del progetto di ricerca europeo LIQUEFACT, tra i cui obiettivi c'è la messa a punto di un approccio metodologico per la microzonazione sismica del rischio di liquefazione a scala comunale o sub-comunale con applicazione a quattro aree di studio in Europa. L'articolo si concentra sul caso di studio italiano, ed è focalizzato del territorio del Comune di Cavezzo (MO).
Sulla base dell'esperienza che verrà maturata nell'ambito del progetto LIQUEFACT saranno redatte raccomandazioni e linee guida, che auspicabilmente rappresenteranno i nuovi *standards* per condurre studi di microzonazione sismica per il rischio liquefazione a livello europeo.

## RINGRAZIAMENTI

Questo studio è stato condotto nell'ambito del progetto di ricerca europeo denominato LIQUEFACT "*Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/ infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters*", finanziato dall'Unione Europea mediante il programma Horizon 2020 (Grant Agreement No 700748). Gli autori dell'articolo sono grati alla Commissione Europea per il supporto finanziario in questo ambito di ricerca. La microzonazione sismica del Comune di Cavezzo è stata svolta da un gruppo di lavoro multi-disciplinare ed inter-istituzionale. In questo contesto, gli autori desiderano ringraziare:

- Doriano Castaldini, Daniela Fontana, Stefano Lugli e Alessandro Ghinoi dell'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia, Dipartimento di Scienze Chimiche e Geologiche;
- Marco Massa, Claudia Mascandola, Sara Lovati, Simona Carannante, Paola Morasca, Ezio D'Alema, Gianlorenzo Franceschina e Antonio Gomez dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), Sezione di Milano;
- Lorenzo Petronio e Alfio Barbagallo dell'Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale (OGS) di Trieste, Sezione di Ricerca Tecnologica Infrastrutture, Gruppo LIAD;
- Massimiliano Bordoni, Pina Persichillo, Juan C. Gòmez Zapata, Giuseppe Cerra, Giacomo Perotti, Sonia Lorini e Simone Ciaffaroni dell'Università degli Studi di Pavia;
- Giulio Ercolessi della Regione Emilia-Romagna Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli;
- il Sindaco ed il personale del Comune di Cavezzo, tra cui in particolare Susy Baraldi e Agnese Malagoli.

## BIBLIOGRAFIA

Albarello, D., Gargani G. (2010). "Providing NEHRP soil classification from the direct interpretation of effective rayleigh-wave dispersion curves". *Bul. of the Seism. Society of America*, 100 (6), 3284-3294.

Andrus, R.D., Stokoe, II K.H. (2000). "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126, 1015-1025.

Bartlett, S. F., Youd, T. L. (1995). "Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread." *J. Geotech. Eng.*, 121:4 (316), 316-329.

Boccaletti, M., Bonini, M., Corti, G., Gasperini, P., Martelli, L., Piccardi, L., Severi, P., Vannucci, G. (2004). "Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna, scala 1:250.000. Con note illustrative". Regione Emilia-Romagna, CNR-IGG. SELCA, Firenze.

Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures". Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California.

Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2016). "CPT-based liquefaction triggering procedure". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 142(2).

Byrne, P.M. (1991). "A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand". International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

Cetin, K.O., Seed, R.B., Kiureghian, D.A., Tokimastu, K., Harder, L.F., Kayen, R.E., Moss, R.E.S. (2004). "Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential". *J. Geotech. Geoenviron. Eng*. 130, 1314-1340.

CGS (2008). California Geological Survey, "Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California". Special Publication 117A.

Chen, G., Xu, L., Kong, M., Li, X. (2015). "Calibration of a CRR model based on an expanded SPT-based database for assessing soil liquefaction potential", *Engineering Geology*, 196, 305-312.

Chiaradonna, A., Ozcebe, A.G., Bozzoni, F., Famà, A., Zuccolo, E., Lai, C.G., Flora, A., Cosentini, R.M., d'Onofrio, A., Bilotta, E., Silvestri, F. (2018). "Numerical simulation of soil liquefaction during the 20 May 2012 M6.1 Emilia Earthquake in Northern Italy: the case study of Pieve di Cento". Proceedings, 16th European Conference on Earthquake Engineering, 16ECEE, Thessaloniki, Greece,18-21, June, 2018.

Comina, C., Foti S., Boiero, D., Socco, L.V. (2011). "Reliability of $V_{S30}$ evaluation from surface-wave tests". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 137 (6), 579-586.

Corigliano, M., Lai, C.G., Rota, M., Strobbia, C.L. (2012). "ASCONA: automated selection of compatible natural accelerograms". *Earthquake Spectra*, 28(3): 965-987.

Cramer, C.H., Bauer, R.A., Chung, J.W., Rogers, J.D., Pierce, L., Voigt, V., Mitchell, B., Gaunt, D., Williams, R.A., Hoffman, D., Hempen, G.L., Steckel, P.J., Boyd, O.S., Watkins, C.M., Tucker, K., McCallister N.S. (2017). St. Louis Area Earthquake Hazards Mapping Project: Seismic and Liquefaction Hazard Maps. *Seismological Research Letters*, 88 (1).

Cubrinovski M., Ishihara K. (1998). "State concept and modified elastoplasticity for sand modelling". *Soil and foundations*, 38(4), 213-225.

Cubrinovski, M., Rhodes A., Ntritsos, N., Van Ballegooy, S. (2017). "System response of liquefiable deposits". Proceedings, 3rd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, PBD-III, Vancouver, Canada, July 16 - 19, 2017.

Cubrinovski, M., Stringer, M., Haycock, I. (2016). "Experience with gel-push sampling in New Zealand". http://www.nzgs.org

Darendeli MB. (2001). "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves". (Ph. D.). Austin, Texas: University of Texas at Austin.

DGR 2193 (2015). Art. 16 della L.R. n.20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'Assemblea legislativa 2 maggio 2007, Deliberazione della Giunta Regionale, Regione Emilia-Romagna, 21/12/2015, n. 2193.

DGR 501/2017. Deliberazione della Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 501 del 20/04/2017 "Approvazione di accordo di collaborazione interistituzionale con l'Università di Pavia - Dipartimento di ingegneria civile e architettura, fondazione Eucentre - Centro europeo di formazione e ricerca in ingegneria sismica, la Provincia di Modena e il Comune di Cavezzo finalizzato alla microzonazione sismica per lo scuotimento del suolo e per il rischio liquefazione del Comune di Cavezzo".

DISS Working Group (2015). "Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.2.0: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas". http://diss.rm.ingv.it/diss/, INGV.

EN 1998-5 (2005). Eurocodice 8 (EC8) "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici," UNI EN 1998-5, Gennaio 2005.

Eucentre (2013). Bozzoni F., Lai C.G., "Procedura di valutazione della suscettibilità a liquefazione", Allegato Tecnico alla Rendicontazione Scientifica del progetto PE-d5 Vulnerabilità e rischio sismico di strutture portuali marittime finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile.

Faccioli, E., Paolucci, R. (2005). *Elementi di sismologia applicata all'ingegneria*, Pitagora Editrice Bologna.

Facciorusso, J., Madiai, C., Vannucchi G. (2017). "Corrections to mechanical CPT results for use in liquefaction evaluation". Bulletin of Earthquake Engineering, 15, 9, pp. 3505–3528.

Fioravante, V., Giretti, D. (2016). Unidirectional cyclic resistance of Ticino and Toyoura sands from centrifuge cone penetration tests. *Acta Geotech.*,11, 953-968.

Galli, P. (2000). "New Empirical Relationships between Magnitude and Distance for Liquefaction". *Tectonophysics*, 324, 169-187.

Gillins, D.T., Bartlett, S.F. (2014). "Multilinear Regression Equations for Predicting Lateral Spread Displacement from Soil Type and Cone Penetration Test Data". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 140(4).

Giretti, D., Fioravante, V., (2017). "A correlation to evaluate cyclic resistance from CPT applied to a case history". *Bull. Earthquake Eng.*, 15, 1965-1989.

Green, R.A., Cubrinovski, M., Cox, B., Wood, C., Wotherspoon, L., Bradley, B., Maurer, B. (2014). "Select Liquefaction Case Histories from the 2010-2011 Canterbury earthquake sequence". *Earthquake Spectra*, 30(1), 131-153.

Gutenberg, B., Richter, C.F., (1942). "Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration", *Bul. of the Seism. Society of America*, 32(3), 163-191.

Hashash, Y.M.A., Park D. (2002). "Viscous damping formulation and high-frequency components in deep deposits". *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 22(7), 611-624.

Hudson, M.B., Beikae, M., Idriss, I.M. (1994). "QUAD4M, a Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures Using Finite Element Procedures and

Incorporating a Compliant Base Center for Geotechnical Modeling", Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

ICMS (2008). Indirizzi e Criteri generali per la Microzonazione Sismica, approvato da Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e Province Autonome in data 13 novembre 2008.

ICMS-LIQ (2017). Microzonazione sismica. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ). Versione 1.0. Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Roma, 2017.

Idriss, J., Sun, J.I. (1992). SHAKE91 - a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. University of California, Davis, USA.

ISMS-RER (2015). Deliberazione della Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 2193 del 21 dicembre 2015: "Art. 16 della L.R. n. 20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'Atto di coordinamento tecnico denominato «Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica» di cui alla Deliberazione dell'Assemblea Legislativa 2 maggio 2007, n. 112". Boll. Uff. Regione Emilia-Romagna n. 4 del 8 gennaio 2016 (parte seconda).

ISSMGE (1999). "Manual for zonation on seismic geotechnical hazard". Prepared by Technical Committee TC 4 for Earthquake Geotechnical Engineering.

Itasca (2016). "FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua", version 8.0 Computer Program and the User's Guide, Itasca Consulting Group Inc., Thrasher Square East.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. In Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction - Research and Application, San Francisco, Calif., 26 November - 1 December. American Society of Civil Engineers, New York. 2, 885-896.

Jefferies M., Been K. (2015). *Soil liquefaction. A critical state approach*, (2nd edn), Taylor and Francis, London.

Juang, C.H., Fang, S.Y., Khor, E.H. (2006). "First-order reliability method for probabilistic liquefaction triggering analysis using CPT". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132, 337-350.

Kayen, R., Moss, R., Thompson, E., Seed, R., Cetin, K., Kiureghian, A., Tanaka, Y., Tokimatsu, K. (2013). "Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 139, 407-419.

Kottke, A.R., Rathje, E.M. (2009) Technical manual for STRATA. PEER 2008/10 February 2009. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.

Lai, C.G., Bozzoni, F., Mangriotis, M.D., Martinelli, M. (2015). "Soil liquefaction during the May 20, 2012 M5.9 Emilia earthquake, Northern Italy: field reconnaissance and post-event assessment". *Earthquake Spectra*, 31(4), 2351-2373.

Li, X.S., Wang, Z.L., Shen, C.K. (1992). "SUMDES: A Nonlinear Procedure for Response Analysis of Horizontally-layered Sites Subjected to Multi-directional Earthquake Loading". Dep. of Civil Eng., University of California, Davis, CA.

Locati, M., Camassi, R., Rovida, A., Ercolani, E., Bernardini, F., Castelli, V., Caracciolo, C.H., Tertulliani, A., Rossi, A., Azzaro, R., D'Amico, S., Conte, S., Rocchetti, E. (2016).

"DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database". Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/

Marchetti S. (2016). "Incorporating the Stress History Parameter $K_D$ of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands". *J. Geotech. Geoenviron. Eng*, 142(2).

Martelli, L., Bonini, M., Calabrese, L., Corti, G., Ercolessi, G., Molinari, F.C., Piccardi, L., Pondrelli, S., Sani, F., Severi, P. (2017). "Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna e aree limitrofe. Con Note illustrative". Regione Emilia-Romagna, Servizio geologico, sismico e dei suoli. D.R.E.AM. Italia.

Maurer, B.W., Green, R.A., Cubrinovski, M., Bradley, B. (2015). "Assessment of CPT-based methods for liquefaction evaluation in a liquefaction potential index framework". *Géotechnique*, 65(5), 328-336.

Meletti, C., Galadini, F., Valensise, G., Stucchi, M., Basili, R., Barba, G., Vannucci, G., Boschi, E. (2008). "A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory". *Tectonophysics*, 450(1): 85-108.

Moss, R.E.S., Seed, R.B., Kayen, R.E. et al (2006). "CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132:1032-1051.

NASEM Report (2016). *State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences*. National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine (NASEM).

Naso, G., Albarello, D., Bramerini, F., Castenetto, S., D'Intinosante, V., Moscatelli, M. (2016). "Zone di amplificazione nelle carte di MS: una proposta di classificazione della pericolosità". Atti 35° Convegno GNGTS, Lecce, 22-24/11/2016, 381-383.

NTC (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni. Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008. Gazzetta Ufficiale, n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, www.cslp.it, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma.

NTC (2018). Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, Supplemento ordinario alla G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018.

NZGS (2016). New Zealand Geotechnical Society, Earthquake geotechnical engineering practice – Module 3: Identification, assessment and mitigation of liquefaction hazards.

Papathanassiou, G., Mantovani, A., Tarabusi, G., Rapti, D., Caputo, R. (2015). "Assessment of liquefaction potential for two liquefaction prone areas considering the May 20, 2012 Emilia (Italy) earthquake". *Engineering Geology*, 189, 1-16.

PEER (2010a). Technical report for the PEER ground motion database web application-Beta Version-October 1, 2010. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

PEER (2010b). User's Manual for the PEER ground motion database web application-Beta Version-October 1, 2010. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

PEER (2017). Report on US-New Zealand-Japan International Workshop on *Liquefaction-induced Ground Movement Effects*. March 2017. Report number: 2017/02. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

Poggi, V., Fäh, D., 2010. Estimating Rayleigh wave particle motion from three-component array analysis of ambient vibrations. *Geophys. J. Int.*, 180(1), 251-267.

Régnier, J., Bonilla, L.F., Bard, P.Y., Bertrand, E., Hollender, F., Kawase, H. et al. (2018). "PRENOLIN: International Benchmark on 1D Nonlinear Site-Response Analysis — Validation Phase Exercise." *Bul. of the Seism. Society of America*, 108(2), 876-900.

RER-ENI (1998). *Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna*. A cura di G. M. Di Dio. Regione Emilia- Romagna, ENI Agip Divisione Esplorazione e Produzione. S.EL.CA., Firenze, pp 120.

Robertson, P.K. (2009). "Performance-based earthquake design using the CPT". In Proceedings of IS-Tokyo 2009: International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, 15–18 June 2009.

Robertson, P.K., Cabal, K.L. (2015). Guide to cone penetration testing - 6th Edition 2015. Gregg Drilling & Testing Inc, Signal Hill.

Robertson, P.K., Wride, C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". *Can. Geotech. J.*, 35:442–459.

Rovida, A., Locati, M., Camassi, R., Lolli, B., Gasperini, P. (2016). "CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes". Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/

Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Rep. No. EERC 72-12, EERI, Berkeley, Calif.

Seed, H.B., Idriss, I.M. (1967). "Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake". *J. Soil Mech. Found. Div* ASCE XCIII(3), 83-108.

Sharifi-Mood, M., Gillins, D.T., Franke, K.W., Harperd, J.N., Bartlette, S.J., Olsenf M.J. (2018). "Probabilistic liquefaction-induced lateral spread hazard mapping and its application to Utah County, Utah". *Engineering Geology*, 237, 76-91.

SMM-India (2011). Seismic microzonation manual.Geoscience Division, Ministry of Earth Sciences, Government of India (2011).

Sonmez, H. (2003). "Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction- prone area (Inegol,Turkey)". *Environmental Geology*, 44, 862-871.

Tonkin and Taylor (2013). Liquefaction vulnerability study. Tonkin and Taylor Report 52020.0200. Report for New Zealand Earthquake Commission. http://www.eqc.govt.nz.

Van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M.E., Cubrinovski, M., Bray, J.D., O'Rourke, T.D., Crawford, S.A., Cowan, H. (2014). "Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch". *Earthquake Spectra*, 30(1), 31-55.

Yang, Z., Elgamal, A., Parra, E. (2003). "A Computational Model for Liquefaction and Associated Shear Deformation". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 129(12), 1119-1127.

Yilmaz, Z. (2004). "GIS-Based Structural Performance Assessment of Sakarya City after 1999 Kocaeli". Turkey Earthquake from Geotechnical and Earthquake engineering Point of View, M.Sc. Thesis, The Graduate School of Natural and Applied Sciences, Middle East Technical University (METU), Ankara, Turkey.

Youd, T.L. (2018). "Application of MLR Procedure for Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 144 (6).

Youd, T.L., Hansen, C.M., Bartlett, S.F. (2002). "Revised MLR equations for prediction of lateral spread displacement". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2002;128(12):1007–17.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., et al. (2001). "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(10), 817-833.

Zhang, G., Robertson, P.K, Brachman, R.W.I. (2004). "Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test". J. Geotech. Geoenviron. Eng., 130 (8), 861-871.

# Soil Structure Interaction Analysis in Liquefiable Materials using Advanced Numerical Methods

Pedro Arduino, Alborz Ghofrani

# Soil Structure Interaction Analysis in Liquefiable Materials using Advanced Numerical Methods

Pedro Arduino
*Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington, Seattle, WA, USA*
Alborz Ghofrani
*Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington, Seattle, WA, USA*

## ABSTRACT

With the fast growth in computational power, numerical modelling of seismic events has become a viable tool used in Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE). However, problems in geotechnical earthquake engineering often involve complex geometries and boundary conditions prohibiting the use of simple models. This is particularly true is Soil Structure Interaction (SSI) problems where the interaction between the soil and pile foundations is highly nonlinear and inherently complex in nature. For problems with complex geometries, discretization of the model to incorporate interface elements, e.g. contact elements, zero-length springs, etc. can be extremely cumbersome. In this context, embedded beam elements with explicitly defined interaction surfaces can drastically simplify the discretization process while maintaining accuracy and convergence of the numerical model. This paper discusses one of such elements and its application to earthquake dynamic SSI. The proposed element formulation imposes representative interaction constraints between a 1D beam element embedded inside a 3D solid body over an explicitly defined interface surface. This element can be used in dynamic analysis and effects of seismic and co-seismic events can be evaluated using this formulation. The paper presents results for two 3D dynamic finite element models of a typical problem in which a deep foundation system with its surrounding soil, which is susceptible to liquefaction, is subjected to earthquake excitation.

## 1. INTRODUCTION

Although geotechnical engineering has a long history developing and using empirical and semi empirical methods, simulations based on advanced continuum mechanics, and verified using empirical methods, are becoming frequent and accepted by the practicing community. These capabilities are continuously enhanced with advances in computing power that comes with computational software equipped with parallel processing. This is of importance in geotechnical engineering and in particular geotechnical earthquake engineering. Problems in geotechnical earthquake engineering often involve complex geometries and boundary conditions that vary in time. The problem becomes even more complex when the interaction between the solid matrix and pore fluid is of interest. Moreover, materials comprising the medium over which geotechnical problems are described behave almost always in a nonlinear fashion, and natural material inhomogeneity caused by the way soils are deposited, as well as human influence, bring other complexities to the problem. In Finally, the dynamic nature of earthquakes and their effects can rarely be considered in simplified models while preserving all their important aspects. In this context, among all possible geotechnical problems, the interaction of structural foundations (e.g. bridges, abutments or buildings) with the surrounding

soil is a major aspect to consider in geotechnical earthquake analysis and design. Foundation geometry and site soil topography (being natural or man-made) play an important role in this matter. This is of importance in the design of bridge foundations subjected to lateral spreading. River-crossing bridge foundations built on loosely placed cohesionless fluvial deposits are often subject to this effect. In such areas, soil layers are usually mildly sloped towards the river where liquefaction of an underlying soil layer can lead to large deformations near the ground surface. As a result, a large mass of dry soil crust can be pushed into the bridge foundation exerting passive pressures and consequently increasing structural demands, leading to a hefty and expensive design. There is a need to estimate the forces on the foundation in a reasonable and reliable fashion.

A major concern in these problems is the evaluation of the interaction of the structural components with the surrounding soil. This issue arises in many geotechnical problems whether related to retaining soil mass, foundation engineering, underground construction or even soil improvement systems; and is one of the most important and challenging aspects of geotechnical numerical modelling since it is inherently nonlinear and complicated. Among all possible structural components in contact with the soil, pile foundations are of special importance due to their vast use in many applications. Different approaches have been proposed in the past 20 years that range from simple interaction springs to methods based on contact mechanics. Simplified models rely heavily on empirical methods and extrapolating these methods to more complicated and general cases requires extreme scrutiny of the problem at hand and method used. The more advanced the methods for modelling soil-structure interaction are, the more complex and costly they become in terms of computations. For example, although computationally intensive, contact mechanics has shown to be very effective in geotechnical engineering problems.

In soil-structure interaction problems we usually assume a kinematic constraint between the structural element and the surrounding soil. For example in the case of deep foundations the kinematic condition could be the impenetrability of the pile surface, meaning the soil cannot penetrate into the pile structure and vice versa. This is the fundamental assumption underlying most contact mechanics formulations. Assuming a tied contact between the soil domain and the pile structure simplifies the problem considerably. Using this idea, the behavior of a particular body can be embedded in the behavior of another body, forming a new macro-element. In these type of elements two or more mechanical bodies are in direct interaction in such a way that behavior of one can be deduced from the other by considering appropriate kinetic and/or kinematic conditions. Sadek and Shahrour (2004) developed an embedded element for piles assuming perfect bonding between a beam embedded in its surrounding solid. In their formulation, the bonding condition is kinematically enforced at the beam nodes assuming that the displacement field along the beam can be defined in terms of the solid displacement field expressed by means of standard interpolation functions. Doing so, the beam rotational degrees of freedom are not explicitly expressed in terms of the solid displacement field, therefore rotational degrees of freedom are added as additional unknowns to the system. Since the compatibility condition is only enforced at the beam nodes, the displacement field along the beam can in general be incompatible to the solid displacement field. This issue can generate non-convergent solutions, specially when the beam and solid nodes are located close to each other. Turello et al. (2016) addressed this problem by explicitly defining an interaction surface along which the kinematic condition of compatibility is enforced. This is done in a weak sense using the principle of virtual works, meaning that the relative displacements between the beam and the solid produces zero virtual work for any admissible system of virtual interaction forces.

In order to do so, mapping functions are developed to map the beam nodal displacements to the interaction surface where perfect bonding (i.e. a rough surface) is assumed between the beam and the solid. By doing so, all beam degrees of freedom (i.e. both rotational and translational) are expressed in terms of the solid nodal displacements. Therefore, no additional unknowns are added to the system of equations for the model under consideration. Similar to this approach, mortar elements apply the contact conditions between two non-conforming discretizations by mapping the master and slave contact bodies to a well-defined contact boundary in between the bodies and contact conditions are applied over this boundary in a weak sense. The embedded element proposed by Turello et al. is suitable for modeling soil-pile systems. This element is also very well suited for dynamic analysis of such problems and therefore it is chosen for the simulations presented in this paper. Although the gap formation mechanism is not included in their formulation, this type of element can be used in many geotechnical soil-pile problems in which we can assume that the pile remains in contact with its surrounding soil.

## 2. EMBEDDED BEAM ELEMENT

Figure 1 shows a schematic of an embedded pile with its surrounding soil. The pile is represented with a 1D linear element with 6 degrees of freedom at each node. Nodal displacements of points on this element ($\boldsymbol{X}_b$) are denoted by $\boldsymbol{U}_b$. The soil is modelled using standard continuum formulations and location of points as well as the displacement are denoted by $\boldsymbol{x}_s$ and $\boldsymbol{u}_s$, respectively. An explicitly defined surface, $\Gamma_c$, representing the side area of the pile is used to apply the interaction behaviour. A perfect bonding condition is enforced by applying the condition

$$\tilde{\boldsymbol{x}}_b(\gamma) - \tilde{\boldsymbol{x}}_s(\gamma) = 0\,,\ \forall\,\gamma \in \Gamma_c\,,\ \ \forall\,t \tag{1}$$

where $t$ is a motion parameter (e.g. time) and $\gamma$ is a parameterization of the interaction surface. Several different approaches can be used to apply such condition. Here the mortar method is used and explained in the next section.

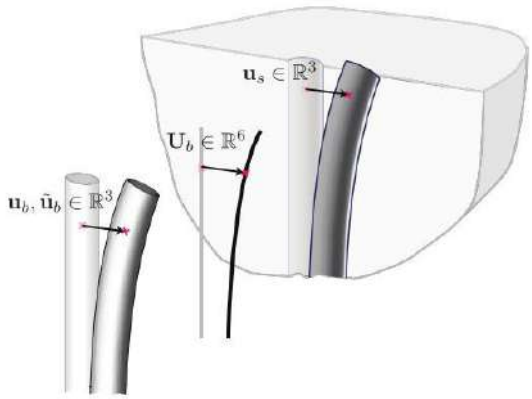



Figure 1: Schematic of the original-deformed configuration and definition of displacement vectors.

### 2.1. Applying the Interaction Condition Using Mortar Method

One way to apply the condition defined by Equation (1) is to use the Lagrange multipliers method and integrate the condition over the interaction surface:

$$\int_{\Gamma_c} \boldsymbol{\lambda}(\gamma) \cdot \left( \tilde{\boldsymbol{x}}_b(\gamma) - \tilde{\boldsymbol{x}}_s(\gamma) \right) \mathrm{d}\gamma \;=\; 0\,, \qquad \forall\, t \tag{2}$$

where $\boldsymbol{\lambda}$ is the vector of Lagrange multipliers at point $\gamma$. This condition can also be interpreted in terms of the principle of virtual forces. For an admissible system of virtual forces $\delta\tilde{f}$, this principle states that

$$\int_{\Gamma_c} \delta\tilde{f} \cdot (\tilde{\boldsymbol{x}}_b \;-\; \tilde{\boldsymbol{x}}_s)\, \mathrm{d}\Gamma \;=\; 0 \tag{3}$$

This equation expresses that any system of admissible virtual forces, $\delta\tilde{f}$, applied on the boundary domain produces zero virtual internal work. Equations (2) and (3) are the basis for the definition of mortar conditions explained in this section.
The idea behind the *mortar method* is to assume interpolation functions for the Lagrange multipliers field as well as the displacement fields. Doing so, Equation (2) results in a geometric condition. In order to complete the mortar formulation we first need to define the interpolation functions for both the displacements and the interaction forces.

### 2.1.1. Interpolation of Displacement and Interaction Force Fields

Assume $\{\hat{\boldsymbol{u}}_s\}$ and $\{\hat{\boldsymbol{U}}_b\}$ represent vectors of nodal displacements for the solid and the beam elements, respectively. An interpolation function matrix, $[N_s]$, can be used to estimate the displacement field for the solid, $\boldsymbol{u}_s$, and a mapping function matrix, $[H_u]$, can be used to approximate the beam displacement along the interaction surface, $\boldsymbol{u}_b$. Therefore,

$$\boldsymbol{u}_s(\xi,\eta,\zeta) \;=\; \sum_{i=1}^{n_{en}^s} N_{si}(\xi,\eta,\zeta)\, \hat{\boldsymbol{u}}_{si} \;=\; [N_s]\,\{\hat{\boldsymbol{u}}_s\} \tag{4}$$

$$\boldsymbol{u}_b(\psi,\rho,\theta) \;=\; \sum_{j=1}^{n_{en}^b} H_{uj}(\psi,\rho,\theta)\, \hat{\boldsymbol{U}}_{bj} \;=\; [H_u]\,\{\hat{\boldsymbol{U}}_b\} \tag{5}$$

where $n_{en}^s$ and $n_{en}^b$ denote the number of nodes per element for the solid and the beam elements respectively, $\hat{\boldsymbol{u}}_{si}$ is the solid nodal displacements at node $i$ and $N_{si}$ represents the corresponding shape function, similarly $\hat{\boldsymbol{U}}_{bj}$ is the beam nodal displacements at node $j$ with corresponding mapping function $H_{uj}$. In the mortar method we assume a structure for the constraint forces (Lagrange multipliers) at the interaction surface by interpolating nodal values. Although a separate discretization can be used for the interaction forces (mortar domain), either beam nodes or solid nodes can be used as well for defining the Lagrange multiplier forces field. For the purpose of this study, constraint forces are interpolated from their values at the beam nodes as this results in a smaller system for the interaction conditions. The mapping function $H_f$ and interpolation function matrix $[H_f]$ are developed for this purpose. Therefore,

$$\boldsymbol{\lambda}(\psi,\rho,\theta) \;=\; \boldsymbol{f}_b \;=\; \sum_{j=1}^{n_{en}^b} H_{fj}(\psi,\rho,\theta)\, \hat{\boldsymbol{F}}_{bj} = [H_f]\;\{\hat{\boldsymbol{F}}_b\} \tag{6}$$

where $H_{fj}$ and $\widehat{\boldsymbol{F}}_{bj}$ denote the mapping function and nodal interaction forces (Lagrange multipliers) at node $j$ and $\{\widehat{\boldsymbol{F}}_b\}$ is the vector of nodal interaction forces for the element.

### 2.1.2. Mortar method

Using the interpolation functions defined above, substituting in Equation (2) and simplifying, we have

$$\int_{\Gamma_c} \boldsymbol{\lambda} \cdot (\boldsymbol{x}_b - \boldsymbol{x}_s)\, \mathrm{d}\,\Gamma = \int_{\Gamma_c} \left(H_f\, \widehat{\boldsymbol{F}}_b\right) \cdot \left(H_u\, \widehat{\boldsymbol{U}}_b - N_s\, \widehat{\boldsymbol{u}}_s\right) \mathrm{d}\Gamma = 0$$

$$\Rightarrow \{\widehat{\boldsymbol{F}}_b\}^T \underbrace{\int_{\Gamma_c} [H_f]^T [H_u]\, \mathrm{d}\Gamma}_{[N^{fb}]^T} \{\widehat{\boldsymbol{U}}_b\} - \{\widehat{\boldsymbol{F}}_b\}^T \underbrace{\int_{\Gamma_c} [H_f]^T [N_s]\, \mathrm{d}\Gamma}_{[N^{fs}]^T} \{\widehat{\boldsymbol{u}}_s\} = 0 \tag{7}$$

This results in a geometric condition of the form

$$N^{fb,T}\, \widehat{\boldsymbol{U}}_b - N^{fs,T}\, \widehat{\boldsymbol{u}}_s = \boldsymbol{0} \tag{8}$$

Equation (8) is the fundamental condition that applies perfect bonding between two sides of the mortar domain. If the interpolation functions are independent of the displacement and interaction forces fields, matrices $[N^{fb}]$ and $[N^{fs}]$ can be computed only once as they are constant. This condition can be applied using Lagrange multipliers or Penalty methods. Using the Lagrange multipliers method we obtain

$$\boldsymbol{\lambda} \cdot \left(N^{fb,T}\, \widehat{\boldsymbol{U}}_b - N^{fs,T}\, \widehat{\boldsymbol{u}}_s\right) = 0 \tag{9}$$

The Penalty method can be used as well to enforce Equation (8). In this case the deviation from the condition is penalized using a quadratic function added to the potential energy of the system as shown below

$$\Pi = \Pi_{system} + \frac{1}{2}\, \epsilon_p \left\| N^{fb,T}\, \widehat{\boldsymbol{U}}_b - N^{fs,T}\, \widehat{\boldsymbol{u}}_s \right\|^2 \tag{10}$$

where $\epsilon_p$ is the penalty parameter. Using standard finite element procedures, e.g., principle of virtual work, either Lagrange multiplier or the Penalty method can be used to implement the element in a finite element framework. The element is implemented in the OpenSees (2007) program. More details on this element can be found in Ghofrani 2018.

## 3. EXAMPLES

The embedded element introduced in the previous section and implemented in the OpenSees numerical framework is used to examine the response of two models that involve the response of a pile foundation subjected to lateral spreading.

## 3.1. General model configuration

A few important aspects of 3D numerical dynamic analyses are discussed first. A soil-water coupled formulation for considering multiple soil phases is probably the most relevant aspect in this regard; especially, when effects of pore water pressures are significant. In this study the u-P fully coupled formulation (Zienkiewicz and Shiomi, 1984) is used. Another important aspect in dynamic analysis is the integration of the wave equation in time. This is a very well-studied subject and is addressed using conventional methods. In all the examples presented in this chapter, the Newmark integration method with $\beta = 0.25$ and $\gamma = 0.5$ is used. Different Newmark parameters can lead to excessive numerical damping, significantly altering results. Kinematic boundary conditions are highly important and are addressed here using a very simplistic approach. For this purpose, a massive soil column assuming a shear beam behavior is used in all cases and it is tied to the boundaries of the model. In this way, the far-field behaviour is captured reasonably well. However, reflection of waves trapped in the model are not addressed. By putting the boundaries at relatively large distances from the superstructure and applying some reasonable damping to the system, the effect of such trapped energy is reduced. In this study, we use the East-West component of the Gilroy No. 1 motion and apply it as an acceleration to the rigid base of the model. Figure 2 illustrates time histories of acceleration, velocity and displacement as well as the response spectra of the motion used here. Another important aspect to consider when addressing geotechnical earthquake engineering problems, in particular liquefaction, is the constitutive model. In general this requires the use of advanced constitutive models. The Manzari-Dafalias constitutive model (Dafalias and Manzari 2004) is used here to capture liquefaction of the soil.

## 3.2. Model configurations

Two geometries are considered in this study: **Model 1**) A flat 2% sloping ground surface, and **Model 2**) a geometry similar to the geometry of Llacolén bridge North-eastern approach considered in Arduino-et-al 2016. In both cases a 1.5 m pile embedded in the soil layer is used. Massive soil columns assuming shear beam behavior are used to model the far field response. In the second model two massive soil columns are used to represent the up-slope and the down-slope far field behavior and the side boundaries are fixed against movement in the lateral direction. The pore water pressures on the crustal layer are set to zero in order to prevent excess pore water pressures to build up in that layer. The ground water table is assumed to be at a depth 5.4 m below ground surface (below the up-slope ground surface in the second model). Figures 3 and 4 show schematics of these two models.

Tables 1 and 2 summarize the material properties used in this study for the pile and soil. Other model parameters for the Manzari-Dafalias constitutive model used for this problem are tabulated in Table 3 and correspond to the calibrated values for a Toyoura sand (Dafalias and Manzari, 2004).

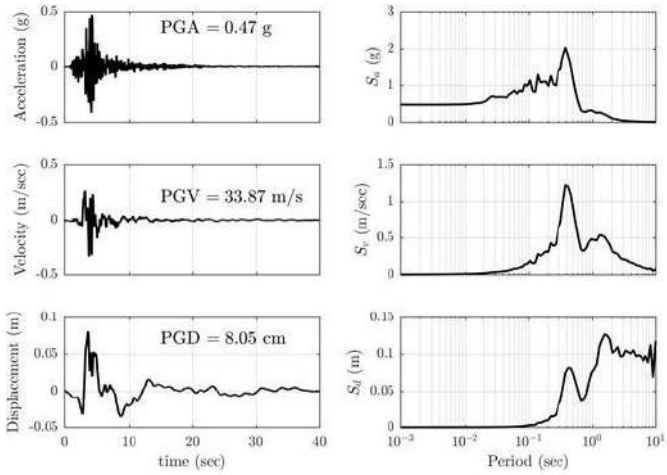



Figure 2: Time history and response spectra of motion Gilroy No. 1

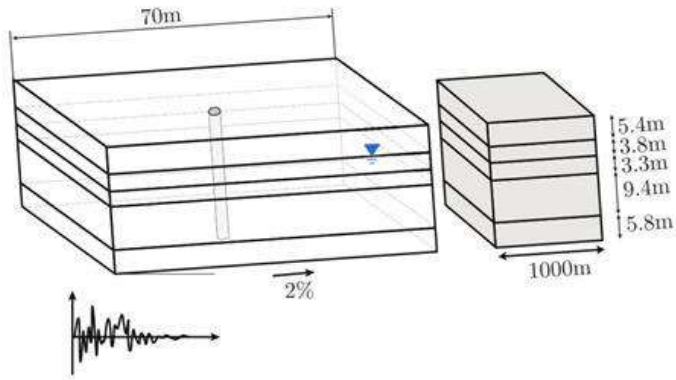



Figure 3: Schematic of the model used for dynamic analysis of lateral spreading – Model 1

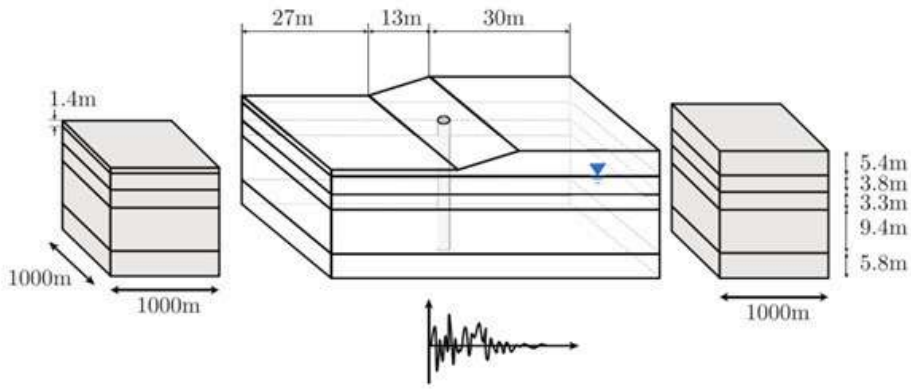



Figure 4: Schematic of the model used for dynamic analysis of lateral spreading – Model 2

# 4. RESULTS

## 4.1. Model 1

Two cases are considered here for model 1. In each case, the Gilroy No. 1 motion is applied to the base of the model in one of the horizontal directions; parallel to a 2% slope and perpendicular to the slope. Permanent horizontal displacement contour plots at the end of shaking for both motion directions on the deformed configuration of the system are shown in Figure 5. The figure shows a lateral spreading displacement profile, which is slightly different from the tri-linear profile used commonly used in quasi-static lateral spreading models. Also the figure shows more displacements in the case motion is applied parallel to the slope direction, than in the case motion is applied perpendicular to the slope direction.

Table 1: Pile structure properties used in the dynamic analysis of lateral spreading.

| Property | r (m) | E (kPa) | G (kPa) |
|---|---|---|---|
| Value | 0.75 | 19,000,000.0 | 7,600,000.0 |

Table 2: Soil material properties used for dynamic analysis of lateral spreading.

| Layer | $G_o$ | ν | e | $\rho$ (Mg/m$^3$) | k (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|
| Loose Sand | 37.67 | 0.35 | 0.77 | 1.7 | $1.0 \times 10^{-5}$ |
| Dense Sand | 63.77 | 0.3 | 0.66 | 2.0 | $1.0 \times 10^{-4}$ |
| Medium Dense Sand | 37.67 | 0.33 | 0.77 | 1.8 | $1.0 \times 10^{-3}$ |
| Gravel | 108.51 | 0.28 | 0.55 | 2.1 | $1.0 \times 10^{-3}$ |

Table 3: Calibrated parameters for Manzari-Dafalias constitutive model for Toyura sand (Dafalias and Manzari, 2004).

| Parameter | | Value |
|---|---|---|
| Critical State | $M$ | 1.25 |
| | $c$ | 0.712 |
| | $\lambda_c$ | 0.019 |
| | $e_c$ | 0.934 |
| | $\xi$ | 0.7 |
| Yield Surface | $m$ | 0.01 |
| Plastic Modulus | $h_o$ | 7.05 |
| | $c_h$ | 0.968 |
| | $n^b$ | 1.1 |
| Dilatancy | $A_o$ | 0.704 |
| | $n^d$ | 3.5 |
| Fabric Tensor | $z_{\max}$ | 4 |
| | $c_z$ | 600 |

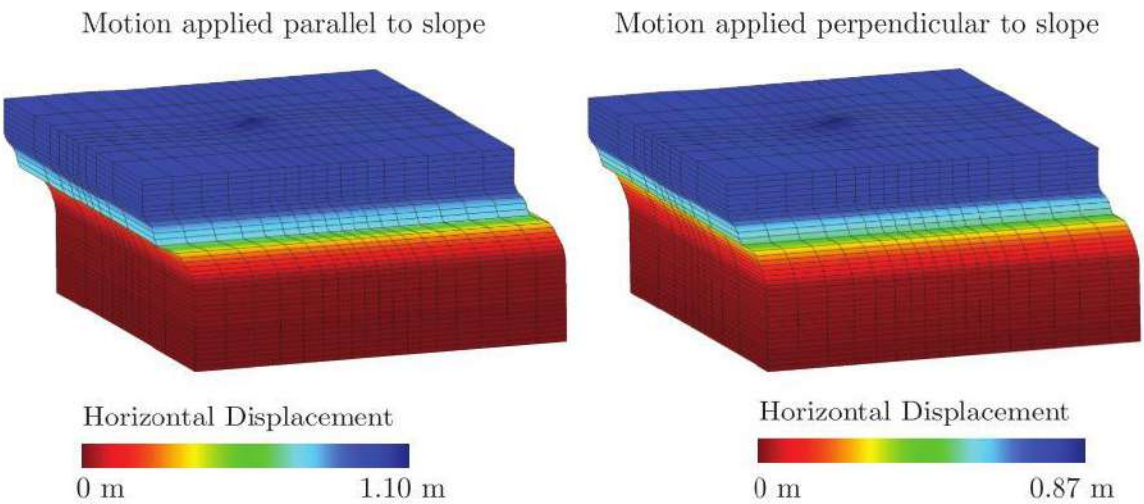



Figure 5: Permanent deformation of the model after application of the motion.

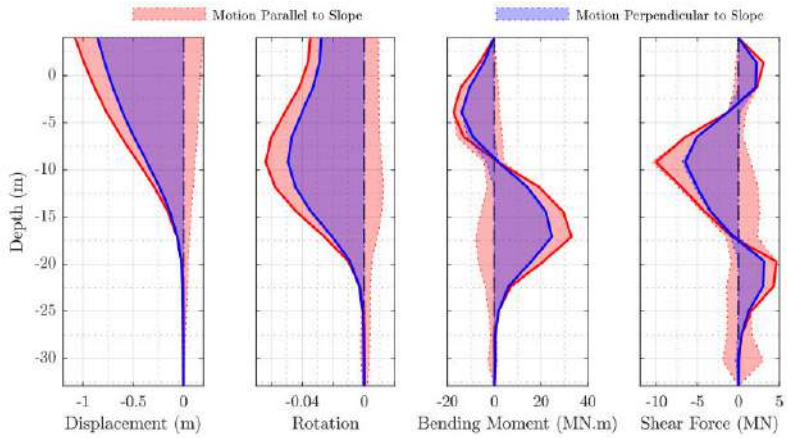



Figure 6: Pile response profile for two motion directions. Shaded areas show the range of values for each parameter and the solid line shows the permanent (residual) values.

Figure 6 shows structural demand profiles for the sloping flat ground model. Displacement, nodal rotation, bending moment and shear force profiles for both excitation directions are included in the figure. Shaded areas show the range of structural demand whereas solid lines show permanent (locked in) structural demands in the pile. The figure shows that structural demands are greater for the case where the motion is applied parallel to the slope.

The development of excess pore water pressures in the system during the earthquake excitation is shown in Figure 7. The figure shows the excess pore water pressure ratio, $r_u$, defined as $u_{\text{excess}}/\sigma_{vo}$, where $u_{\text{excess}}$ denotes the excess pore water pressures and $\sigma_{vo}$ represents the initial vertical effective stress. The time history of the base acceleration is shown for reference and contour plots are located near representative times. The figure shows that as the motion progresses, the excess pore water pressures build up causing liquefaction in the soil. With loss of strength in liquefied soil the crust moves in the slope direction as expected. Dissipation of excess pore water pressures require performing the analysis for longer duration which in this case is very time consuming due to the size of the model.

## 4.2. Model 2

In model 2, instead of applying the motion in two directions, two soil permeability values are considered. In the first case, a very large permeability of k = 1.0 m/s is assigned to all soil layers whereas in the second case values presented in Table 2 are used. A large permeability avoids generation of excess pore water pressures which prevents liquefaction of the soil. Figure 8 shows contours of permanent deformation after application of the motion, for both cases with different soil permeability values. The case with large permeability shows a displacement pattern indicative of a slope failure without much of far field lateral displacements. On the other hand, the case with less permeable soil layers show deformation pattern indicative of a combination of slope failure and lateral spreading. The lateral spreading is more visible in the down-slope far field results. This is because the liquefaction in the layers under the down-slope region happens earlier than elsewhere due to lower confining pressures.

Figure 9 shows the structural demand profiles for both cases with different permeability values. Shaded areas in the figure show the range of structural demands in terms of displacement, nodal rotation, bending moment and shear force. As expected, demands are considerably higher in the case with smaller soil permeabilities involving lateral spreading. The solid lines represent the permanent structural demands at the end of shaking. Figure 10 illustrates contours of excess pore water pressure ratio on the deformed mesh over time for the case with smaller soil permeabilities. The time history of the base acceleration is shown for reference and contour plots are located near representative times. As expected the excess pore water pressures increase over time resulting in liquefaction of the underlying layers. This is more prominent in the layers under the down-slope region due to lower confining pressures there. As a result of liquefaction, the upper dry layers slide towards the down-slope direction causing lateral spreading. Dissipation of the excess pore water pressures require performing the analysis for longer duration which is computationally expensive in this case.

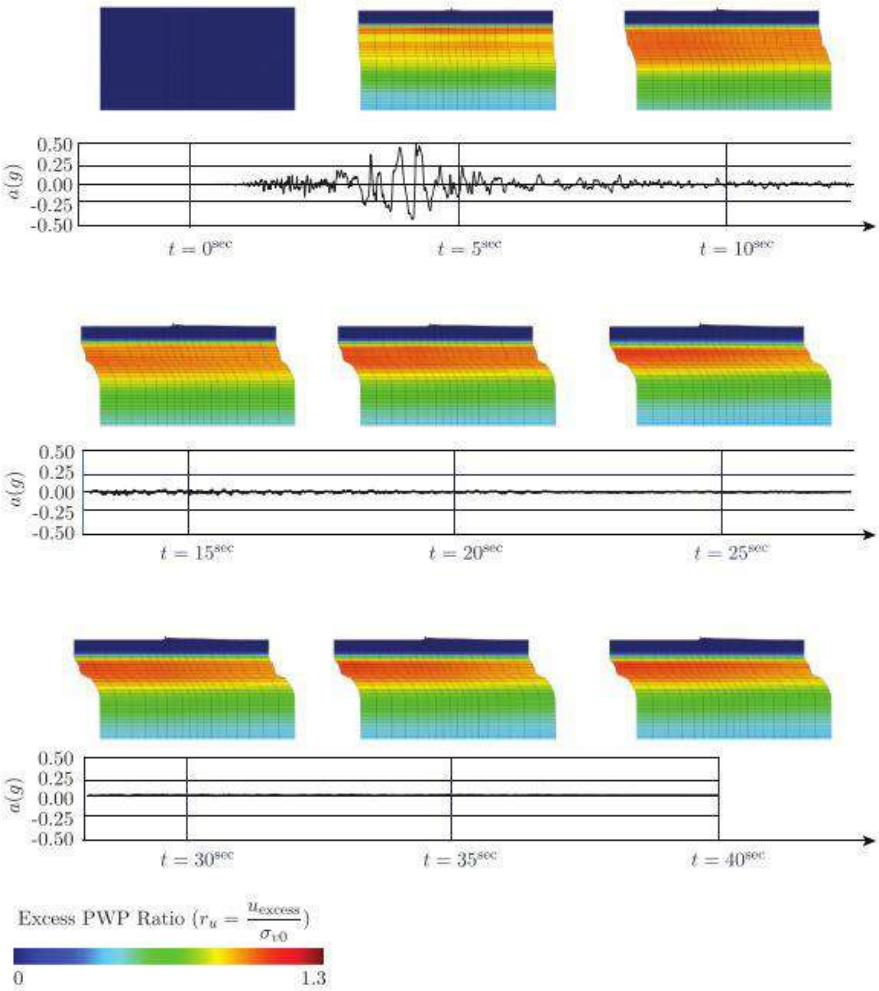



Figure 7: Contour plot of the excess pore water pressure ratios at different times during the earthquake excitation (deformation exaggerated 10 times).

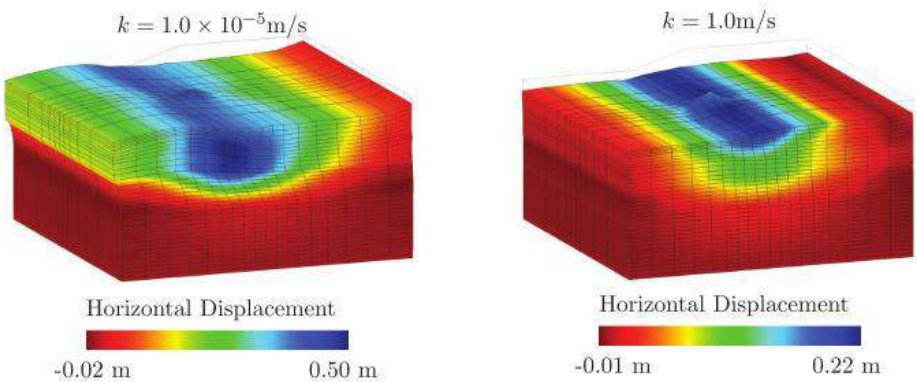



Figure 8: Ultimate deformation of the model after application of the motion (deformation exaggerated 10 times).

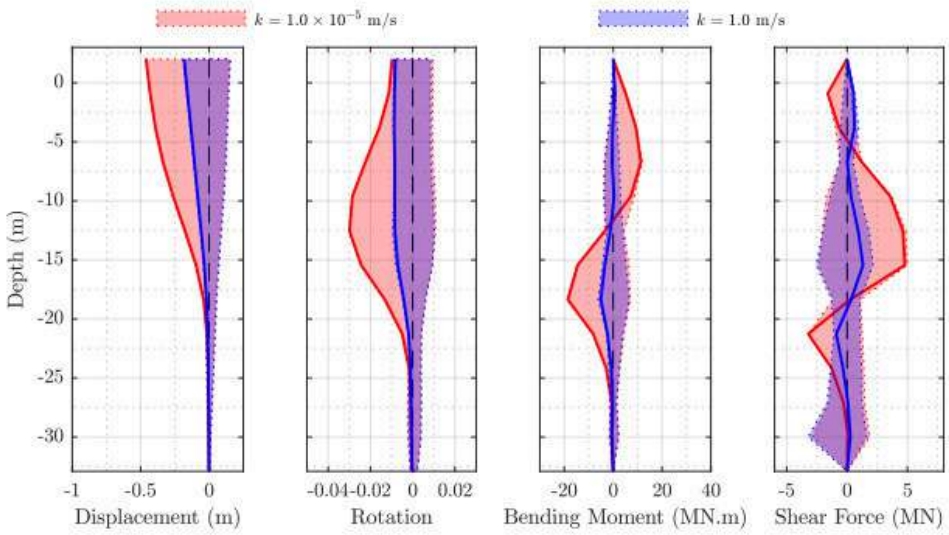



Figure 9: Pile response profile for two soils with different permeability values. Shaded areas show the range of values for each parameter and the solid line shows the permanent (residual) values.

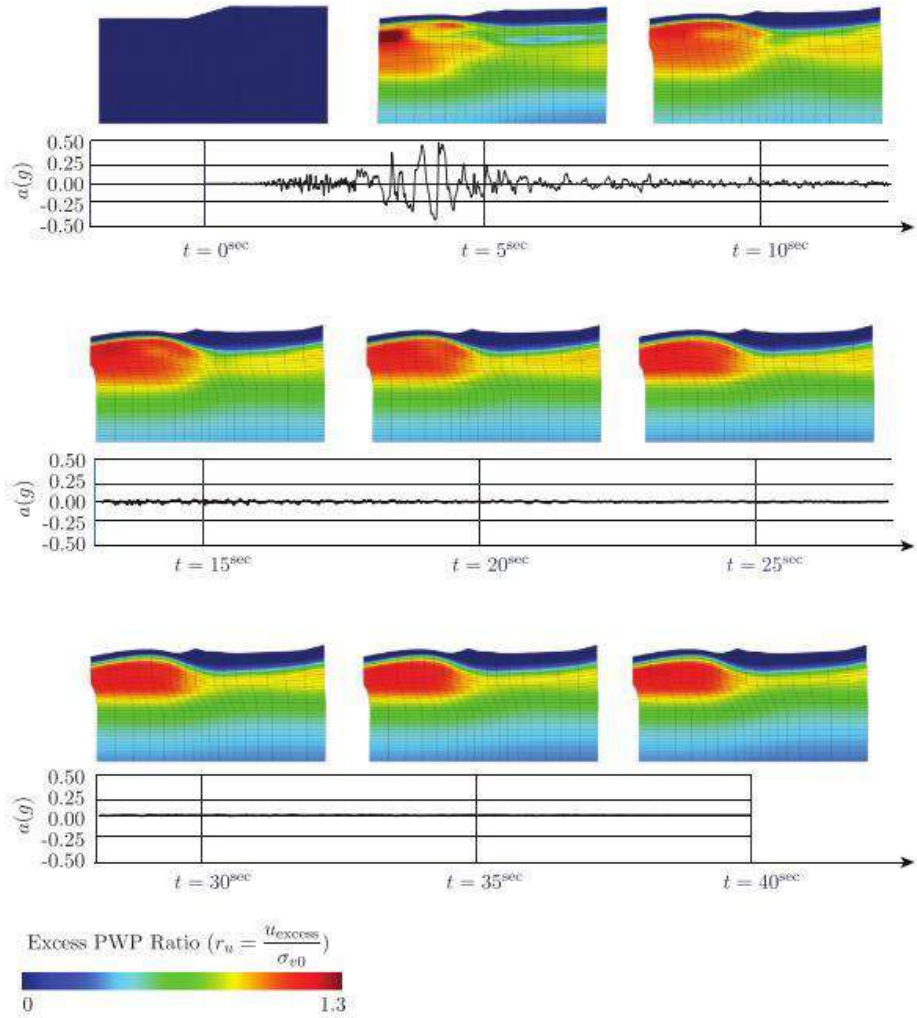



Figure 10: Contour plot of the excess pore water pressure ratios at different times during the earthquake excitation (deformation exaggerated 10 times).

Figure 11 shows the soil response at four locations in the model with smaller soil permability as described below. The first column presents stress-strain plots, the second column shows stress path plots, the third column shows excess pore water pressure ratio plots and the fourth column shows time history of volumetric strain plots. Plots labeled with (a) are for a point in the up-slope part of the main mesh 6 m below the reference elevation, (b) corresponds to a point at the same elevation in the up-slope boundary soil column, (c) shows the results for a point at the same elevation but in the down-slope part of the main mesh and (d) corresponds to a point at the same elevation in the down-slope boundary soil column. The reference elevation is at the ground surface at the down-slope of the model. Complete liquefaction can be inferred from the excess pore water pressure ratio plots. The stress path plots clearly show the cyclic mobility behavior and liquefaction of this particular point in the soil domain. Large loss of stiffness is observed in the stress-strain plots.

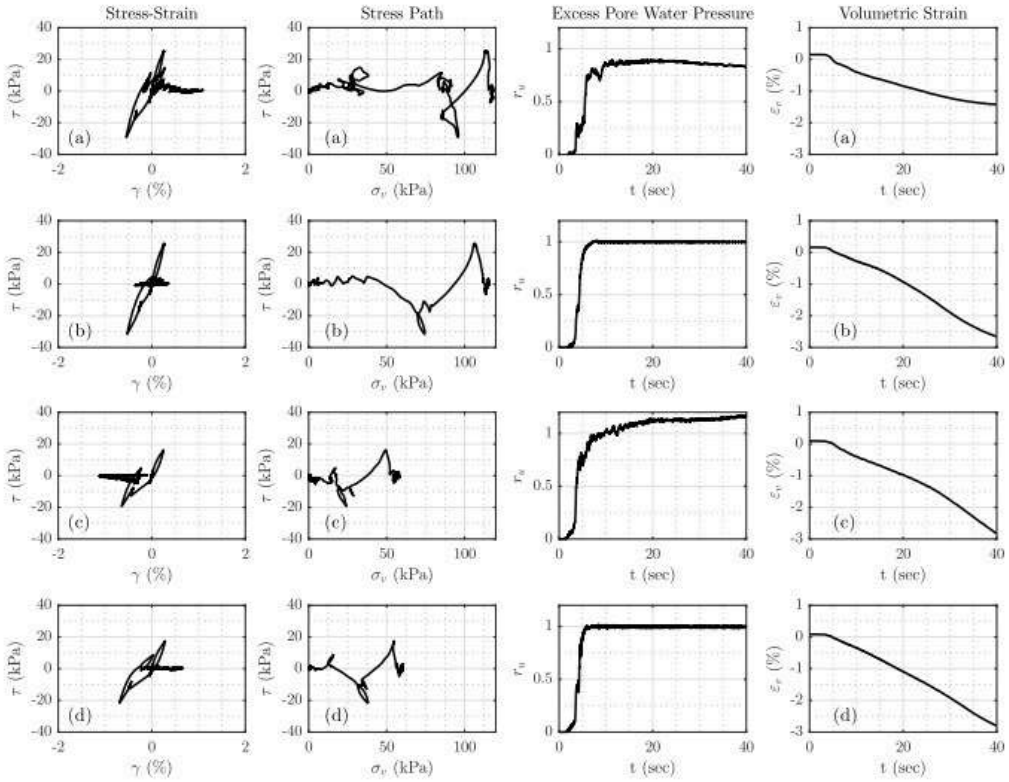



Figure 11: Plots of stress-strain behavior, stress path, excess pore water pressure built-up and time history of the volumetric strain at 4 different locations.

## 5. CONCLUSION

To simplify modeling the interaction between a pile represented by a linear 1D beam element and the surrounding soil represented by solid elements, an interaction surface around the pile representing the actual pile side boundaries was defined and interaction elements enforcing the bonding condition were developed and implemented in OpenSees. The concept of mortar elements was applied to the interaction surface between a pile boundary and the surrounding soil. Perfect bonding conditions were applied using this formulation in a weak sense (mortar method). 3D dynamic analysis of a pile embedded in a soil mass consisting of liquefiable layers

of soil was performed and it was shown that the embedded beam element formulation introduced by Turello et. al. (2016) and presented in this study facilitate such analysis dramatically. The advanced constitutive model used in this study facilitated the modelling aspects of soil liquefaction and results are consistent with the trend usually seen in the actual measurements in the field.

## REFERENCES

Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. Journal of Engineering mechanics, 130(6), 622-634.

Ghofrani, A. (2018), Development of numerical tools for the evaluation of pile response to laterally spreading soil, PhD Dissertation, University of Washington, Seattle, WA.

OpenSees (2007). Open System for Earthquake Engineering Simulation. http://opensees.berkeley.edu. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley.

Sadek, M., & Shahrour, I. (2004). A three-dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 28(9), 931-946.

Turello, D. F., Pinto, F., & Sánchez, P. J. (2016). Embedded beam element with interaction surface for lateral loading of piles. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 40(4), 568-582.

Zienkiewicz, O. C., & Shiomi, T. (1984). Dynamic behaviour of saturated porous media; the generalized Biot formulation and its numerical solution. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 8(1), 71-96.

# Soil-Structure Interaction in the Seismic Design and Retrofit of Bridges

Ioannis Anastasopoulos

# Soil–Structure Interaction in the Seismic Design and Retrofit of Bridges

Ioannis Anastasopoulos

*Department of Civil, Environmental and Geomatic Engineering, ETH, Zürich, Switzerland*

## ABSTRACT

The paper presents a comparative assessment of two different approaches in the seismic design and retrofit of bridge foundations. Two case studies are presented, inspired from existing bridges of the Attiki Odos motorway (Athens, Greece) and of the Swiss national motorway (Autobahn) founded on shallow and piled foundations, respectively. The current design approach which demands an elastic soil-foundation response is compared to the concept of ductility (plastic design), allowing for nonlinear performance of the foundation under seismic loading. In the first case study, the rocking isolation concept is explored modifying the actual design of a newly built modern overpass bridge reducing the size of the footing. The seismic performance of the rocking isolated bridge is comparatively assessed to the existing one (conventionally designed according to current seismic codes) under severe seismic shaking, thus exploring its potential applicability. In the second case study, nonlinear soil-foundation response is exploited as an alternative to the conventional retrofit design of an existing pilegroup. The latter is assumed to be designed and built according to the practice of the 1960s-1970s, which is the case for most of bridges in Switzerland. The retrofit is necessary due to deck widening, in order to accommodate increasing traffic demand. In both cases, detailed 3D finite element (FE) models are developed and the performance of the selected systems is examined under nonlinear dynamic time history analyses. The study summarises the benefits and limitations of nonlinear SSI for the two cases examined, offering insights on the application of alternative design concepts in the design of new and in the retrofit of existing foundations.

## 1. INTRODUCTION

Despite being often underestimated (or even ignored in practise), soil–structure interaction (SSI) may substantially affect the seismic performance of motorway bridges. Currently, regardless of the type (shallow, skirted, deep), foundations are typically designed to remain elastic under all load combinations (e.g. EC8; SIA 267). In other words, the conventional moment capacity of the foundation is not to be exceeded by any load combination, including earthquakes and impacts. Foundation capacity design is used to ensure that the foundation moment capacity is larger than that of the bridge pier, thus guiding plastic hinging to the superstructure. In this way, plastic deformation below ground is prevented. However, there is an increasing body of evidence suggesting that soil–foundation plastic yielding during seismic shaking cannot be totally avoided and can actually be beneficial (e.g., Paolucci, 1997; Kutter et al., 2003).

Furthermore, the current design philosophy has been shown to have some shortcomings, especially in the case of extreme seismic events that exceed the design earthquake. A typical

example it the collapse of the Fukae bridge in Japan during the 1995 Kobe earthquake (e.g., Iwasaki et al., 1995). The piled foundations designed in the 1960's had a much higher conventional moment capacity than the bridge piers. Plastic hinges formed in the piers, just above the foundation level, leading to collapse of 18 spans over a length of 630 m.

An alternative design concept has been proposed by Anastasopoulos et al. (2010), according to which soil failure can be used for seismic protection of structures. The concept of ductility, which is generally accepted and widely used in structural design, can be introduced in the foundation design. Such full mobilization of foundation bearing capacity is unavoidably associated with soil plastic response. However, the plastic deformations can be maintained within acceptable limits, since the exceedance of bearing capacity will only happen for short durations of time during the loading cycles of an earthquake. Moreover, taking advantage of soil yielding, a ductile energy dissipation mechanism is allowed to develop at the soil-foundation interface, further improving the seismic performance of the bridge by adding damping to the system. Plastic foundation response only refers to the soil and not to the foundation components (footings or piles) as structural elements. To that end, the potential benefits in the seismic performance only come at the cost of residual deformations (mainly settlement).

The scope of the present study is to comparatively assess the performance of bridge foundations designed according to current code provisions (elastic design) and foundations applying the concept of ductility (plastic design). For this purpose, two representative overpass bridges are selected and used as illustrative examples. The two systems have similarities with respect to their structural system (continuous deck, moderate total and span length, single circular piers, simple supports at the abutments). The first example refers to a bridge founded on shallow footings, while the second one case is founded on piles. The design considerations are another key difference of the two systems, since the first one was built in the early 2000s following modern seismic codes, while the second case was built during the 1960s on the basis of global safety factors with no seismic design. The two bridges are investigated through a different perspective. The modern bridge is used to explore the ductility concept as a potential alternative for the seismic design of new bridges, while the second one is used to investigate the potential benefit of taking advantage of nonlinear SSI on the retrofit of existing piled foundations.

## 2. SEISMIC DESIGN OF NEW BRIDGES

### 2.1. 1st Case study

An actual overpass bridge (A01-TE23) of the Attiki Odos motorway (Athens, Greece) is used as case study, forming the basis for the developed numerical models. The latter are based on the actual system with some necessary modifications, depending on the analysed design alternative (conventional; rocking footings). The original bridge is an asymmetric 5-span system, having a total length of 115.6 *m* (Figure 1). The prestressed reinforced concrete (RC) deck is 10.4 *m* wide, continuous with a hollow cross-section. System asymmetry refers to both the span length, which varies from 19 *m* to 30 *m*, and the pier height, which varies from 9 *m* to 10 *m*. Each RC pier consists of a single, cylindrical column of 1.8 *m* diameter. The bridge is designed according to the provisions of the Greek Seismic and RC Codes. The moment-curvature relationships of the piers are derived from RC section analysis.

In the existing bridge, piers P1 and P2 are connected to the deck through sliding bearings (one for each), allowing relative pier-deck displacement only in the longitudinal direction. Piers P3 and P4 are monolithically connected to the deck. All piers are founded on square, shallow footings of 7 *m* (P1 and P2) and 8 *m* (P3 and P4) width. The deck is sitting on 4 elastomeric bearings at each abutment, arrayed in the transverse direction. Each abutment consists of a retaining wall (of 8.3 *m* height and 1.8 *m* thickness), connected to two sidewalls (of 0.6 *m* thickness). Their foundation is rectangular with dimensions of 8.2 *m* x 10.4 *m*. The bridge is founded on an idealized (yet realistic for the site) homogeneous clay layer of constant undrained shear strength, $S_u$ =150 kPa.

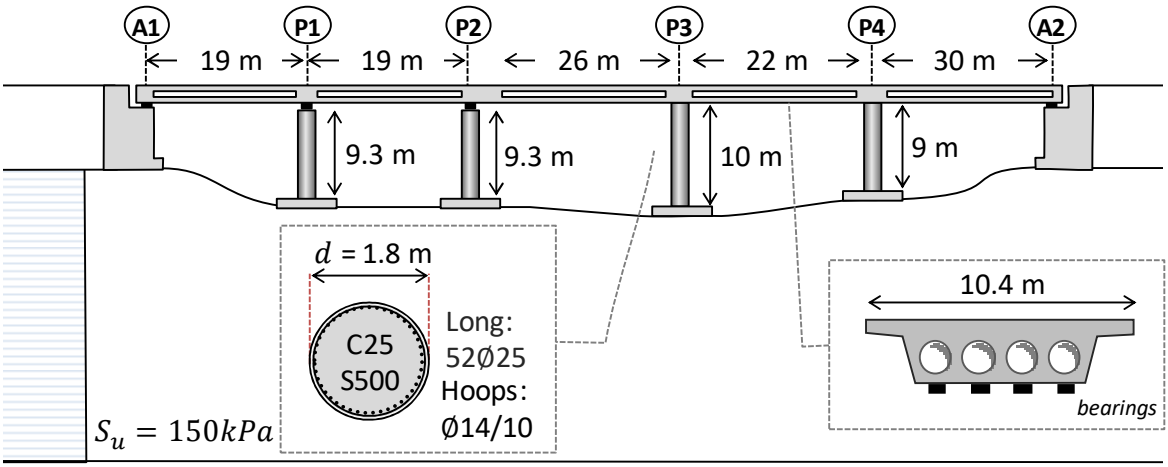



Figure 1: Key attributes of the A01-TE23 overpass bridge of the Attiki Odos motorway.

## 2.2. Numerical modelling

A slightly simplified version of the existing A01-TE23 bridge is studied. The relevant numerical model developed in ABAQUS (2013) is presented in Figure 2; it is based on the existing bridge and forms the basis for comparison with the rocking-isolated design alternative. The dimensions of the model are those of the actual bridge, with the exception of pier height, which is simplified to 9 *m* for all piers. The deck and the piers are modelled with elastic and inelastic beam elements, respectively. Inelastic pier response is simulated with a nonlinear model, according to the results of RC section analysis with KSU_RC (2013). The footings and the abutments are modelled with elastic continuum hexahedral elements, assuming the properties of RC ($E$ = 30 GPa). Geometric nonlinearities (second order effects) are also taken into account in the analysis.

The 20 m deep homogeneous clay layer of undrained shear strength $S_u$ = 150 kPa is also modelled with continuum hexahedral elements. Nonlinear soil behavior is modelled with a thoroughly validated kinematic hardening model, with a Von Mises failure criterion and associated flow rule (Anastasopoulos et al. 2011). The evolution law of the model consists of a nonlinear kinematic hardening component, which describes the translation of the yield surface in the stress space, and an isotropic hardening component, which defines the size of the yield surface as a function of plastic deformation (Gerolymos et al., 2005). Calibration of model parameters requires knowledge of: (a) undrained shear strength Su; (b) the small–strain stiffness (expressed through $G_o$ or $V_s$); and (c) the stiffness degradation ($G$–$\gamma$ and $\xi$–$\gamma$ curves).

Tensionless interfaces with an appropriate friction coefficient are introduced between the soil and the footings to model uplifting and sliding, and also between the retaining wall and the embankment to model possible separation of the embankment from the wall. A reinforced earth embankment is considered, applying appropriate kinematic constraints in the transverse direction. For the latter, the same clayey material is considered to avoid further increasing the complexity of the FE model. Nevertheless, the present work focuses on the comparison of the response between the examined configurations. Appropriate "free-field" boundaries are used at the lateral boundaries of the model, while dashpots are installed at the base to simulate the half-space underneath. The seismic excitation is applied at the base of the model. More details on the development of the rigorous model can be found in Anastasopoulos et al. (2011; 2015) and Agalianos et al. (2017).

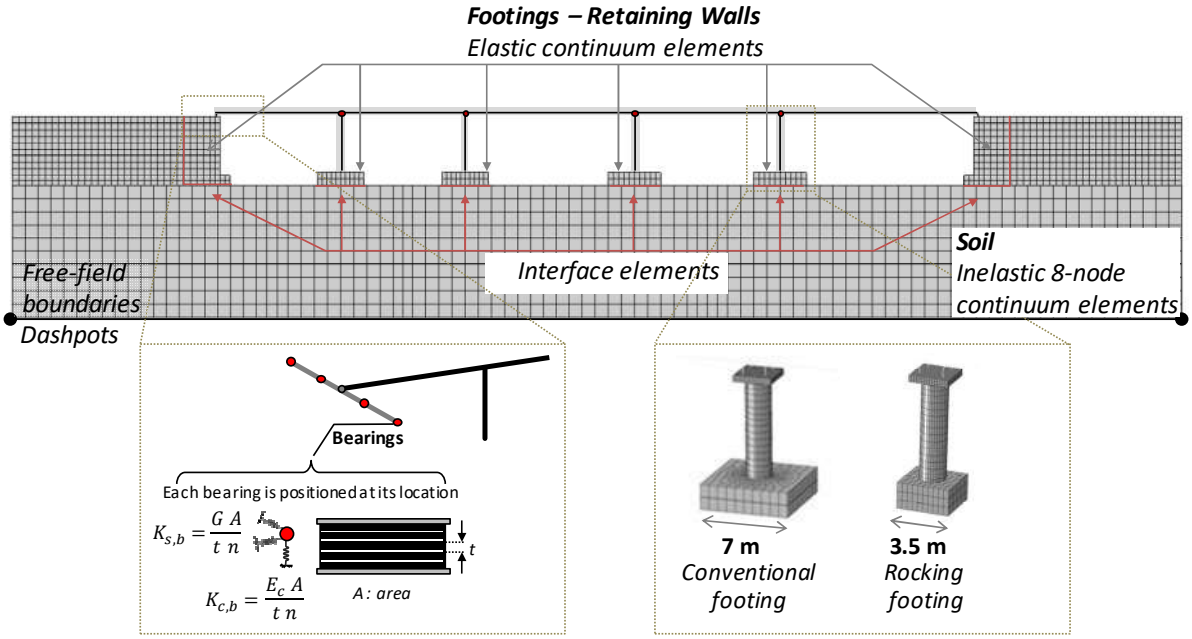



Figure 2: Details of the 3D FE model of the entire bridge-foundation-abutment-soil system.

A second FE model of the bridge (rocking footings) is developed modifying the width of the footings. In order to introduce rocking isolation by foundation rocking, the footings are dimensioned so that their moment capacity is smaller than that of the corresponding piers. Thus, full mobilization of the soil bearing capacity and uplifting of the footings will occur before failure of the RC piers. To that end, an "understrength" factor is applied to the footings and their moment capacity is reduced to $1/\gamma_{Rd} = 1/1.4 \approx 0.7$ ($FS_E$) of the moment capacity of the relevant piers. Thus, the apparent safety factor against seismic loading ($FS_E$) is lower than 1. Nevertheless, the safety factor against vertical loads ($FS_v$) remains within the range 2.5 – 3.0. More details on rocking-isolation of foundations can be found in Anastasopoulos et al. (2010). By reducing the width of the footings, plastic hinging is guided at the foundation level (contrary to conventional capacity design), thus protecting the superstructure. A schematic illustration of the two design alternative, along with the expected failure mechanisms, are presented in Figure 3.

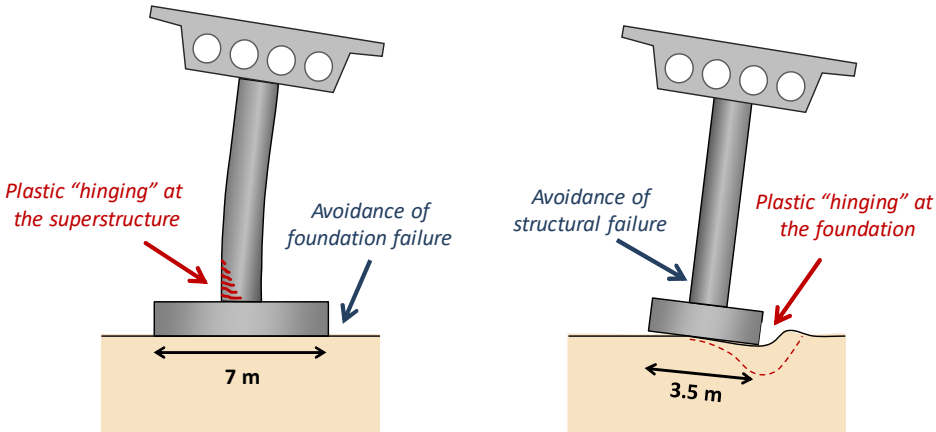



Figure 3: Schematic illustration of the two design alternatives: existing conventionally-designed bridge (left), compared to the rocking isolation alternative (right).

## 2.3. Nonlinear dynamic time history analyses

The performance of the two design alternatives is compared under severe seismic shaking, using the devastating Takatori record from the 1995 Kobe earthquake as seismic excitation. The motion is applied at the base of the FE model only in the transverse direction. The selected record substantially exceeds the design considerations, and constitutes one of the worst seismic motions ever recorded: $PGA$ = 0.70g, $PGV$ = 169 cm/s bearing the mark of forward rupture directivity. The pulse duration is roughly 0.7 s and the peak ground acceleration 0.6g. Some characteristic results are collected in Figure 4, corresponding to the fourth pier (P4) which experiences the most severe damage. The comparison is in terms of deck drift time histories, $\delta$, pier section moment–rotation response, $M$-$\theta$, and time histories of foundation settlements, $w$.

In the case of the conventionally designed footing, the maximum flexural displacement at the top of P4 reaches 46 cm (Figure 4a), substantially exceeding its ductility capacity (31 cm). Evidently, such seismic excitation not only leads to yielding of the piers (causing potentially non-reparable damage), but also imposes such displacements that the columns might lose their vertical bearing capacity (i.e., collapse). The latter is also depicted in the moment–rotation response of the pier section (Figure 4c). Even for such extreme seismic shaking, the rotation of the foundation is negligible, practically acting as fixity. Figure 4d plots the foundation settlement for pier P4, which for the case of the conventionally designed footing is of 1 cm while there is no residual rotation.

In stark contrast, in the case of the rocking isolated bridge, although the maximum total drift still reaches almost 0.4 m collapse is easily avoided. Figure 4b shows that the major component of drift is the one due to rocking, albeit there is some minor contribution from flexure. This explains also the fact that the total bending moments at the base of pier P4 never exceed its moment capacity (Figure 4c). Figure 4d reveals that the inelastic behaviour of soil results to accumulation of settlements. During the first strong motion cycles of the excitation, the footings are subjected to significant rotations, which are subsequently reduced, while the settlement increases. The residual rotation is still negligible, but the settlement reaches 15 cm which can be seen as the price to pay for the superior levels of seismic safety and the reduced flexural damage of the piers.

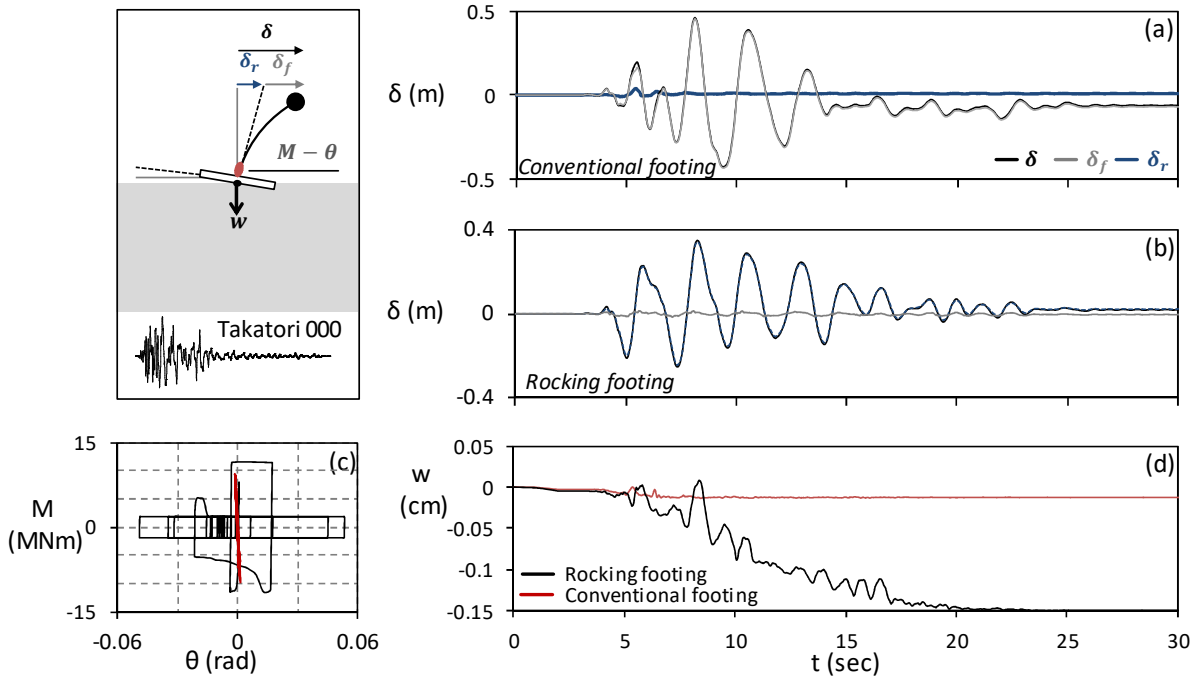



Figure 4: Comparison of the two design alternatives using the Takatori record as a seismic excitation: (a) time history of deck drift for the conventional footing (distinguishing between total, flexural, and rotational drift) compared to (b) deck drift for the rocking footing; (c) comparison of pier moment–rotation response; and (d) time histories of settlement.

## 3. RETROFIT OF EXISTING BRIDGES

The extension of motorway infrastructure, to adapt with increasing mobility demands, represents an important challenge worldwide. Most commonly, the reduction of bottlenecks in critical areas is achieved by the construction of additional traffic lanes, which often involves widening of existing bridges. Existing foundations need to be retrofitted in order to support the increased dead- and live-loads. Furthermore, the seismic actions are also increased due to the increased mass of the system, but also because the widened bridge typically has to be designed for larger acceleration levels compared to the initial design.

Similarly to the design of new bridges discussed so far, the design concept of the foundation is a crucial element of the retrofit strategy. Current elastic design prevents full mobilization of the moment capacity of the pile group. As for the previously discussed case (shallow foundation), capacity design aims to ensure that the pilegroup capacity is larger than that of the bridge pier, thus guiding plastic hinging to the superstructure. On the contrary, a plastic design approach would allow full mobilization of pilegroup moment capacity, by allowing load redistribution to the inner rows after the edge piles have fully mobilized their (vertical) bearing capacities. The two different approaches, along with the expected failure mechanisms, are schematically illustrated in Figure 5.

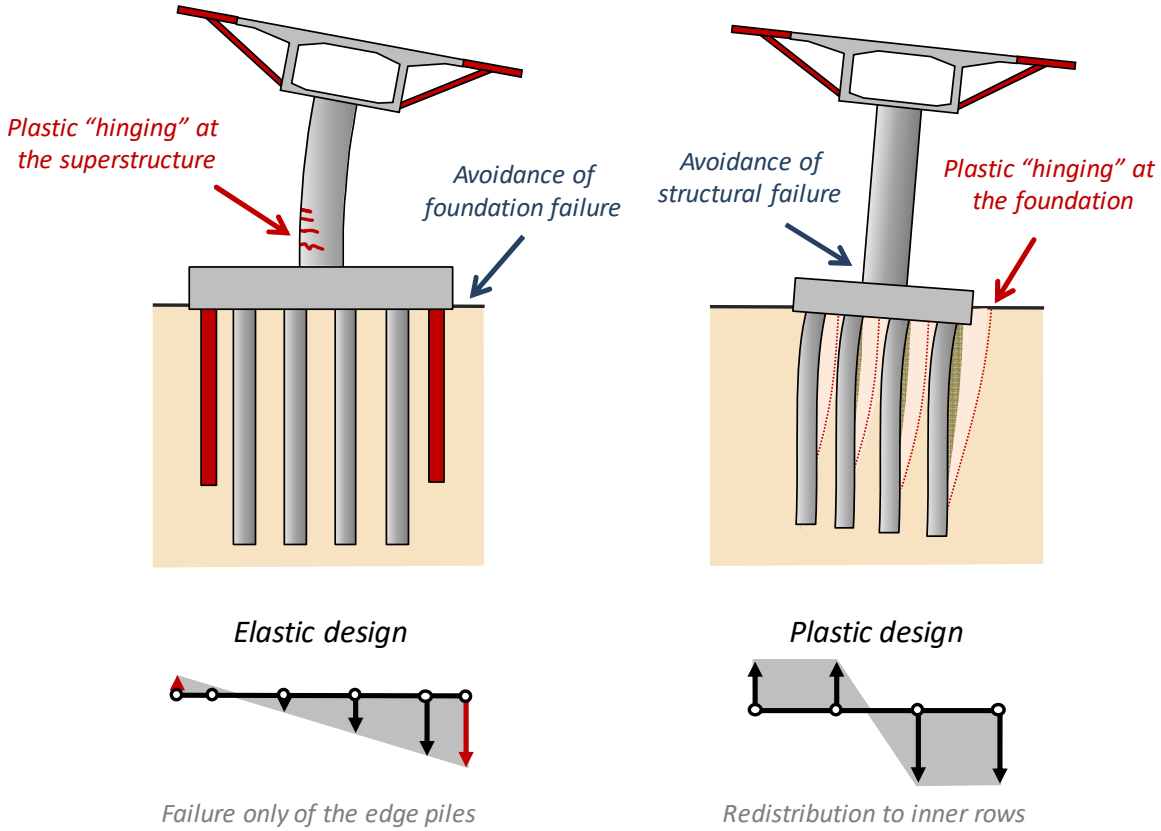



Figure 5: Schematic illustration of the retrofitted pilegroup applying conventional capacity design (plastic "hinging" in the superstructure), compared with the un-retrofitted foundation applying the ductility design concept (plastic "hinging" at the soil-foundation system).

## 3.1. 2nd Case study

A typical overpass bridge is examined, inspired from widening of the Aare bridges at Ruppoldingen in Switzerland. The structural and geotechnical details are modified corresponding to a wider range of overpass bridges. As shown in Figure 6, the examined system is a 3-span bridge with a continuous concrete box-girder deck, supported on two cylindrical RC piers of diameter $d$ = 1.9 m and height $h$ = 13 m. The reinforcement of the RC piers is computed according to the Swiss norms (SIA 262, 2013). The piers are monolithically connected to the deck, which is supported by 4 elastomeric bearings at each abutment. The deck of the bridge is widened from 8.8 m to 13.6 m in order to serve two additional lanes, resulting to roughly 50% increase of dead- and live- loads. The RC piers are retrofitted accordingly, considering the new loading conditions (Figure 5). The bridge is founded on an idealized (yet realistic for Switzerland) soft clay layer described by linearly increasing undrained shear strength, $S_u$ profile:

$$S_u = (15+3.5z) \text{ kPa} \quad (1)$$

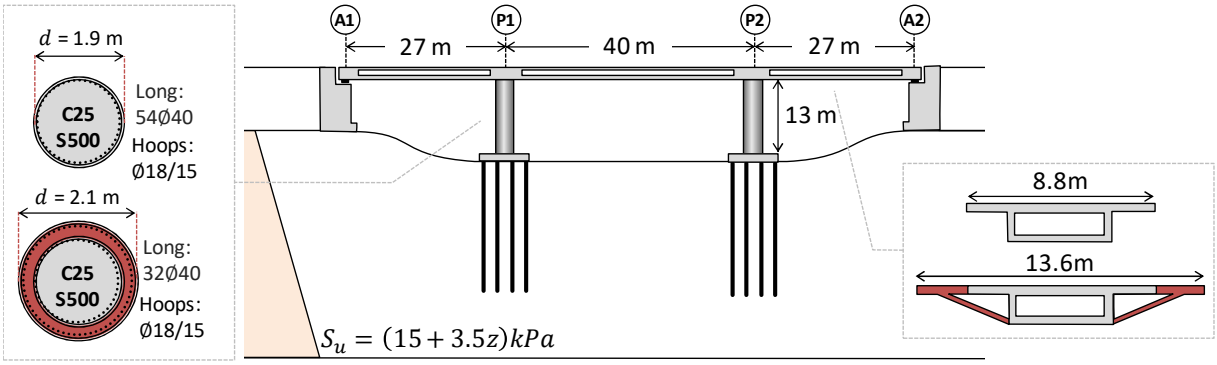



Figure 6: Key attributes of the examined bridge prior to and after deck widening.

The majority of Swiss bridges were constructed before 1975, and therefore the initial bridge (prior to widening) assumes the design practice of previous decades, not accounting for seismic actions. Furthermore, another difference to the current practice is the use of global safety factors. On the contrary, the evaluation of the initial design and the retrofit needs are determined based on the provisions of the current Swiss codes (SIA 261, 2014; SIA 267, 2013). The design of the pile group follows the analytical approaches described by Lang et al. (2007), Fleming et al. (2009), and Tomlinson & Woodward (2014) (total stress methods) which are still commonly applied in Switzerland, targeting to a global safety factor $FS_{global} = 3$ (common practice of the 1960s – 70s).

The deck widening and the consequent retrofit of the piers increases by 40% the dead-loads and by 20% the live-loads. The existing foundation is evaluated according to the current Swiss code using partial safety factors (design values), considering both the increased static loads ($V_{e,d}$) and the seismic actions ($M_{e,d}$). The design moment capacity, $M_{el,d}$, is determined assuming an elastic approach: it corresponds to the moment at which the edge piles reach their design axial resistance. The acting loads and the pile resistance are summarized in Table 1 for both the initial and the widened bridge. Although the design axial loads are still lower than the design capacity of the pilegroup under static conditions, in the earthquake load combination the design moment is higher than the elastic moment capacity, calling for retrofit of the existing foundation (if designed conventionally).

Table 1: Synopsis of static and dynamic safety factors for each design consideration.

| Scenario | Initial pile group – Initial bridge | Initial pile group – Widened bridge | Retrofitted Pile group – Widened Bridge |
|---|---|---|---|
| | Global Safety Factor | Partial Safety Factors | |
| Static | $V_{s,k} / V_{e,k} = 3$ | $V_{s,d} / V_{e,d} = 1.1$ | $V_{s,d} / V_{e,d} = 1.6$ |
| Seismic | – | $M_{el,d} / M_{e,d} = 0.8$ | $M_{el,d} / M_{e,d} = 1.02$ |

The common practice of attaching additional pile rows is chosen for the case examined. Two rows, each consisting of three piles are added in the transverse direction. The new piles have the same diameter but a smaller total length. This retrofit solution increases both the static axial resistance, $V_{s,d}$, and the conventionally-defined moment capacity of the pile group, $M_{el,d}$, which reaches the required safety level for the critical case of the seismic load combination ($M_{el,d} / M_{ed} = 1.02$).

An overview of the retrofitted foundation is illustrated in Figure 7, presenting a number of technical challenges. Considering the heavy machinery needed for the installation of the new

piles, a partial excavation in the vicinity of the existing pilegroup is unavoidable. A new pile-cap has to be constructed and further connected to the existing one by means of shear dowels. Accounting also for potential space limitations, the retrofit of an existing pilegroup can be a major operation. To that end, it is important to investigate the necessity of such challenging operation and quantify its benefits in the seismic performance of the widened bridge compared to the initial un-retrofitted foundation The latter is capable of undertaking the static loads of the widened bridge and can potentially safely sustain seismic loading, provided that mobilization of its full moment capacity (plastic approach) is allowed.

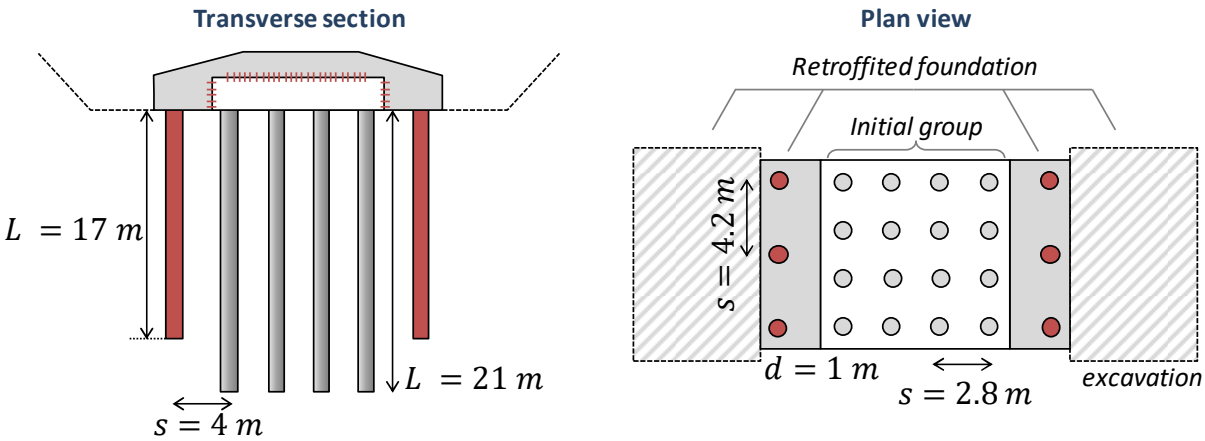



Figure 7: Configuration of the initial 4 x 4 and the retrofitted pilegroup with two additional pile rows in the transverse direction of the bridge.

## 3.2. Numerical modelling

The seismic performance of the widened bridge with the initial and the retrofitted foundation is comparatively assessed employing the FE method. Figure 8 offers an overview of the FE model developed in ABAQUS, including the structural components and the soil-foundation system. The modelling details of the superstructure and of the clayey stratum are similar to the case study discussed previously.

The piles are simulated using a hybrid modelling technique (Kourkoulis et al, 2011). Inelastic beam elements are used to simulate the structural properties of the piles (nonlinear model, calibrated as previously, considering the minimum allowed 1% reinforcement ratio). The beam is positioned in the centre of the pile and is circumscribed by hexahedral continuum elements of nearly zero stiffness. The nodes of the beam are connected to the solid-element nodes at the same level with kinematic-constraints (each pile section behaves as a rigid disk). This way, the 3D geometry effects are modelled accurately. The top-nodes of the piles are fixed to the pile cap which is modelled with elastic brick elements, assuming the properties of RC (E = 30 GPa). To eliminate boundary effects, the distance of lateral boundaries to the edge pile is 10 m (10*d*) and to the bottom boundaries is 6 m (6*d*).

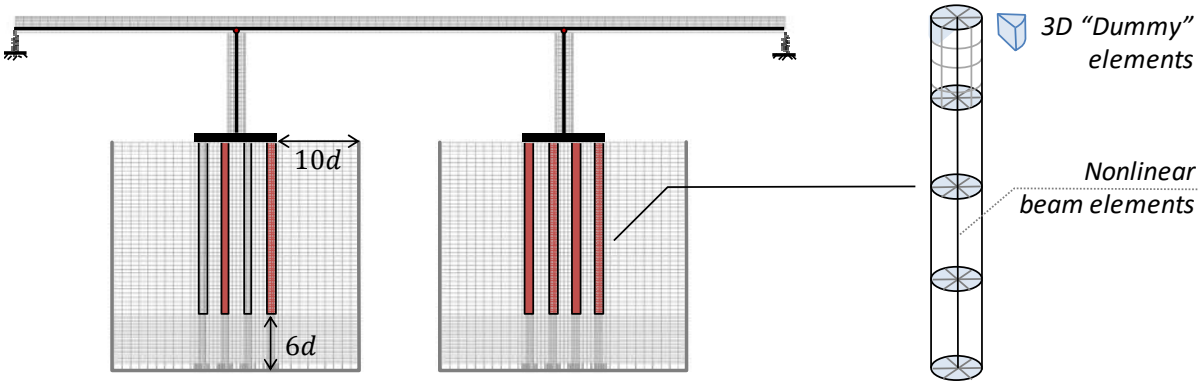



Figure 8: Key attributes of the widened bridge including the structural members, the pile foundation and the subsoil.

## 3.3. Nonlinear dynamic time history analyses

The performance of the retrofitted and of the non-retrofitted foundation is compared under nonlinear dynamic time history analysis. The Rinaldi–228 record of the 1994, $M_s$ 6.7 Northridge earthquake was selected in order to compare the two alternatives under very strong shaking, substantially exceeding the design considerations. The results are summarized in Figure 9 and the comparison is conducted in terms of deck drift time histories, $\delta$, pier section moment–curvature response, $M$-$c$, and time histories of foundation settlements, $w$.

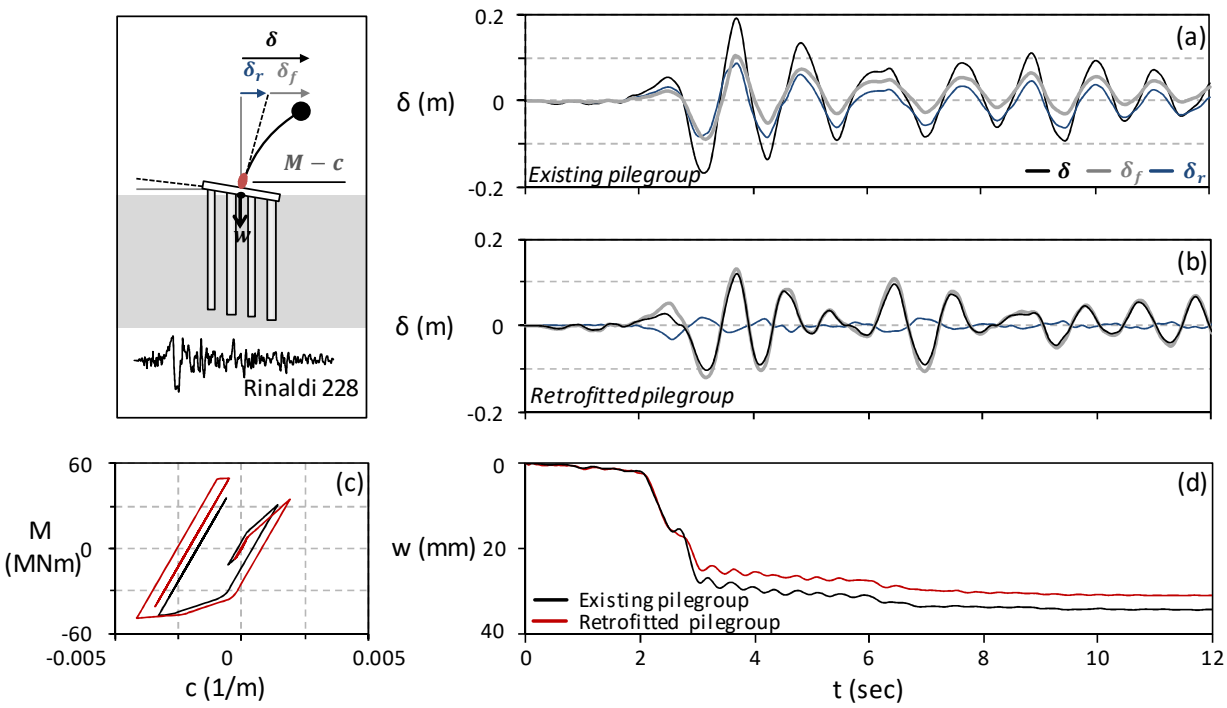



Figure 9: Comparison of the two design alternatives using Rinaldi-228 record as seismic excitation in terms of: (a) time history of deck drift for the existing pilegroup (distinguishing between total, flexural, and rotational drift) compared to (b) deck drift for the retrofitted pilegroup; (c) comparison of pier moment–curvature response; and (d) time histories of settlement.

Interestingly, although the bridge with the non-retrofitted pilegroup experiences almost double total deck drift, $\delta$, it shows a slightly better response in terms of structural deflection (Figure 9a, b). Even under such severe seismic shaking, the retrofitted pilegroup acts almost as a fixity, exhibiting practically elastic response. Thus, "plastic hinging'' is guided to the pier. On the contrary, the non-retrofitted pilegroup is subjected to highly nonlinear response, with over 50% of the total deck drift being due to foundation rotation. The latter acts as a "fuse'' for the superstructure, thanks to the activated energy dissipation mechanisms associated with soil yielding.

Consistently to the drift time histories, the bridge with the non-retrofitted pilegroup experiences slightly lower pier curvature and therefore somehow decreased structural damage (Figure 9c). In both cases, the piers exceed their yielding bending moment, which may be acceptable for such a severe motion, substantially larger than the design. This slightly better response of the bridge pier with the non-retrofitted foundation, in terms of *M-c* curve, is however associated (as expected) with somehow larger total settlements (Figure 9d). In contrast to the previous example of the shallow foundation, the difference in settlement does not exceed 4 mm.

Overall, even under such extreme seismic scenario, the benefits of pilegroup retrofit are not evident. The total drift is reduced, but the flexural component is actually increased due to the stiffer foundation response. This implies increased pier damage, while the improvement in terms of settlements is negligible.

## 4. CONCLUSIONS

The present paper presented two case studies inspired from actual motorway overpass bridges to comparatively assess the performance of two different foundation design alternatives: the conventional elastic approach and one allowing full mobilization of foundation moment capacity. The potential benefits of nonlinear SSI were investigated for two bridge systems, a new one resting on shallow foundations, and an existing one on pilegroups, requiring retrofit due to deck widening. In both cases, large intensity seismic motions that clearly exceed the design limits were used to explore the safety limits of the two alternative design approaches.

In the first case study (new bridge on shallow footings), the performance of the system designed allowing nonlinear SSI is proven advantageous: while the conventional system may sustain severe (non-repairable) structural damage, the rocking isolated bridge would survive with the damage being in the form of increased settlements.

In the second case study (retrofitted widened bridge on pilegroups), nonlinear SSI was exploited as an alternative to conventional retrofit of the existing pilegroup. The non-retrofitted pilegroup was shown to be capable of accommodating the increased design loads of deck widening, provided that full mobilization of moment capacity (plastic design) is allowed. Under severe shaking, substantially exceeding the design limits, the performance of the bridge with the non-retrofitted pilegroup was shown to be equally sufficient to the retrofitted one. Considering the technical and financial challenges, the actual need for such major operation is questionable, at least for the specific case examined.

## ACKNOWLEDGEMENTS

Part of this study has been financially supported by the Swiss Federal Roads Office (FEDRO) within the project AGB2017/001 (Development of reliable methods for optimized retrofit design of bridge pilegroups). The contribution of L. Sakellariadis, A. Psychari, A. Agalianos, Dr. A. Marin, Dr. M.F. Vassiliou, and Prof. B. Stojadinovic is gratefully acknowledged.

## REFERENCES

ABAQUS 6.13. (2013). Standard user's manual. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

Agalianos, A., Psychari, A., Vassiliou, M. F., Stojadinovic, B., & Anastasopoulos, I. (2017). Comparative assessment of two rocking isolation techniques for a motorway overpass bridge. *Frontiers in Built Environment*, *3*, 47.

Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Loli, M., Apostolou, M. & Gerolymos, N. (2010) Soil failure can be used for seismic protection of structures. Bull Earthquake Eng 8(2). pp. 309-326.

Anastasopoulos, I., Sakellariadis, L., Agalianos, A. (2015). Seismic analysis of motorway bridges accounting for key structural components and nonlinear soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 78, 127-141.

Anastasopoulos, I., Gelagoti, F., Kourkoulis, R., & Gazetas, G. (2011). Simplified constitutive model for simulation of cyclic response of shallow foundations: validation against laboratory tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(12), 1154-1168.

EC8 (2000). Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 5 Foundations, Ret. Str. and Geot. aspects. Brussels., 1998-5 Eur. Com. for Standard.

Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M. , Elson, K. (2009) Piling Engineering. Third Edition. Taylor & Francis Group. London & New York.Gerolymos, N., Gazetas, G., Tazoh, T. (2005). Static and dynamic response of yielding pile in nonlinear soil. In *Proceedings of the 1st Greece–Japan workshop: seismic design, observation and retrofit of foundations, Athens* (pp. 25-35).

Iwasaki T, Fujino Y, Iemura H, Ikeda S, Kameda H, Katayama T, Kawashima K, Onishi Y, Saeki S, Toki K. Report on Highway bridge damage caused by the Hyogo-ken Nanbu earthquake of 1995. Committee on Highway Bridge Damage caused by the Hyogo-Ken Nambu Earthquake, Japan, 1995.

Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I., & Gazetas, G. (2011). Hybrid method for analysis and design of slope stabilizing piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *138*(1), 1-14.

KSC_RC (2013) Moment–curvature, force–deflection, and axial force–bending moment interaction analysis of reinforced concrete members. Kansas State University, USA

Kutter, B.L., Martin, G., Hutchinson, T.C., Harden, C., Gajan, S., Phalen, J.D. (2003) Status report on study of modeling of nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundations. In: PEER workshop, University of California, Davis.

Lang, H.J., Huder, J., Amann, P. , Puzrin, A.M. (2007) *Bodenmechanik und Grundbau*. 8. ergänze Auflage. Springer.

Paolucci, R. (1997) Simplified evaluation of earthquake induced permanent displacement of shallow foundations. J Earthq Eng 1(3). pp. 563–579.

SIA 261 (2014) Actions on Structures. Swiss Society of Engineers and Architects. Zurich.

SIA 262 (2013) Concrete Structures. Swiss Society of Engineers and Architects. Zurich.

SIA 267 (2013). Geotechnical Design. Swiss Society of Engineers and Architects. Zurich.

Tomlinson, M., Woodward, J. (2014). *Pile design and construction practice*. CRC Press.

# Prestazioni e gerarchia delle resistenze nella progettazione delle opere di sostegno

Luigi Callisto

# Prestazioni e gerarchia delle resistenze nella progettazione sismica delle opere di sostegno

Luigi Callisto

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma*

## SOMMARIO

In questo articolo viene illustrato con l'ausilio di alcuni casi di studio il comportamento sismico di diverse tipologie di opere di sostegno, limitando la trattazione alle opere che, per effetto del proprio schema statico e della funzione svolta, possano ammettere spostamenti permanenti in conseguenza di un evento sismico. Prendendo come riferimento il comportamento esibito da modelli numerici di queste opere nel corso di analisi dinamiche non lineari, viene illustrato un approccio semplificato per la progettazione. La procedura proposta si basa sulla formulazione di adeguati criteri di gerarchia delle resistenze volti a proteggere i principali componenti strutturali delle opere e ad evitare meccanismi fragili; essa prevede inoltre la previsione esplicita degli spostamenti, ottenuta mediante una procedura di tipo disaccoppiato che porta in conto in modo semplificato la risposta dinamica dell'insieme terreno-opera di sostegno attraverso un modello a un singolo grado di libertà, caratterizzato da un legame non lineare ricavabile dal comportamento statico dell'opera. Nell'articolo, il metodo è dapprima sviluppato per le paratie a sbalzo ed è successivamente esteso a diverse categorie di opere di sostegno.

## 1. INTRODUZIONE

L'evoluzione delle conoscenze nell'ingegneria sismica, insieme alle crescenti esigenze di protezione della popolazione dagli effetti di eventi naturali catastrofici, sta producendo conseguenze profonde nella progettazione delle costruzioni, richiedendo al progettista una piena consapevolezza dell'effettivo comportamento sismico delle opere anche in occasione di eventi poco probabili e particolarmente severi. Nella progettazione sismica basata sulle prestazioni, diviene così necessario valutare esplicitamente gli effetti prodotti dal sisma, verificandone la compatibilità con lo stato limite considerato. In questa prospettiva, con riferimento alle opere di sostegno, il progetto deve condurre a una valutazione più o meno esplicita del danno subito dall'opera, che tipicamente può essere quantificato dal suo spostamento residuo al termine dell'azione sismica (Richard & Elms 1979).

Per studiare il comportamento delle opere di sostegno sotto azioni sismiche è essenziale considerarne il funzionamento nelle condizioni statiche, precedenti al sisma. In particolare, le opere di sostegno possono svolgere funzioni di carattere temporaneo o permanente: per esempio, una paratia può avere una funzione di sostegno temporaneo sia nei casi in cui lo scavo venga rinterrato in tempi brevi, sia nei casi in cui all'interno dello scavo venga realizzata una costruzione che si sostituisca alla paratia nel sostegno permanente dello scavo. Viceversa, opere con funzione di sostegno permanente sono quelle nelle quali la geometria dello scavo e lo schema statico adottato durante le fasi costruttive non vengono alterati dopo la costruzione.

La distinzione fra le funzioni transitorie e permanenti delle opere di sostegno assume una particolare importanza nel progetto dell'opera per azioni sismiche: diversamente dalle condizioni statiche, per le quali le fasi costruttive sono quasi sempre le più critiche (Callisto 2011), per la progettazione sismica assumono rilevanza le sole condizioni permanenti. Infatti nell'ingegneria sismica le azioni prodotte da un terremoto devono definirsi su basi probabilistiche: stabiliti gli stati limite di interesse, a ciascuno stato limite viene associata una probabilità $P$ di superamento. Questa probabilità viene utilizzata per ricavare, in un intervallo temporale prefissato $\Delta t$, il periodo di ritorno $T_R$ dell'evento sismico associato alla probabilità di superamento $P$. Nel modello temporale di Poisson, le quantità $T_R$, $P$ e $\Delta t$ sono legate dalla seguente relazione:

$$T_R = \frac{-\Delta t}{\ln(1-P)} \tag{1}$$

Per un fissato stato limite, cioè una fissata probabilità $P$, all'aumentare di $\Delta t$ aumenta il periodo di ritorno dell'azione sismica e a periodi di ritorno elevati corrispondono azioni sismiche importanti. Si comprende allora come per le fasi costruttive, che normalmente si protraggono per un arco di tempo limitato, debba considerarsi un'azione sismica modesta: non a caso la normativa tecnica consente di trascurare l'azione sismica se le condizioni transitorie hanno una durata minore di due anni. Viceversa, nella condizione permanente l'intervallo di tempo $\Delta t$ coincide in pratica con la vita dell'opera, ed è per questa condizione che devono considerarsi nel progetto azione sismiche di una qualche rilevanza.

Inoltre per le opere di sostegno è ormai accettata una strategia per la progettazione sismica basata sulle prestazioni, che prevede che in occasione di eventi intensi, cioè proprio quelli di bassa probabilità e caratterizzati da un elevato periodo di ritorno, l'opera possa danneggiarsi in maniera controllata, subendo spostamenti permanenti che, compatibilmente con lo stato limite considerato, possano comprometterne la funzionalità ma non la capacità di resistere alle azioni post-sismiche. Questa impostazione consente di accettare che nel corso dell'azione sismica la resistenza del sistema si mobiliti e che quindi si attivino temporaneamente meccanismi plastici, a patto di privilegiare meccanismi di tipo duttile. Appare allora opportuno, nella scelta dei meccanismi plastici e in definitiva nella definizione di una gerarchia delle resistenze, privilegiare i meccanismi plastici di un'opera di sostegno che non arrechino un danno significativo alle membrature strutturali e sfruttino il solo terreno quale elemento duttile (Callisto 2014).

Prendendo spunto dalle considerazioni precedenti, in questo articolo si tratta della progettazione sismica di opere che nella propria configurazione permanente possano subire spostamenti per effetto delle azioni sismiche, senza che questi spostamenti inducano il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. Alcuni schemi di opere di questo tipo sono illustrati schematicamente in Figura 1: si tratta principalmente di paratie a sbalzo e di opere di sostegno a gravità. Possono però farsi ricadere in questa trattazione anche alcune paratie ancorate, delle quali si tratterà nel seguito, progettate in modo che il meccanismo plastico che si verifica durante il sisma determini il raggiungimento istantaneo della resistenza allo sfilamento dei bulbi di ancoraggio (Del Brocco e Callisto, 2017).

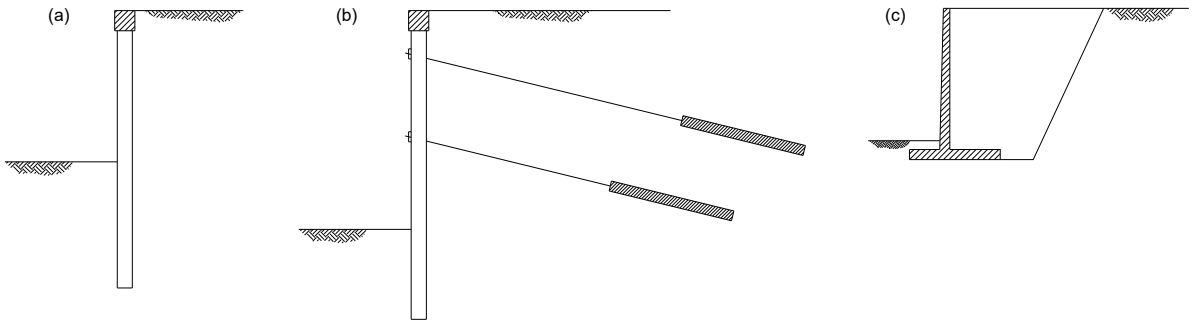



Figura 1. Schemi di opere di sostegno con funzione statica permanente.

# 2. SVILUPPO DI UN MODELLO SEMPLIFICATO PER LA PREVISIONE DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

## 2.1. Curva di capacità e comportamento dinamico

Si consideri una paratia a sbalzo immersa in un terreno a grana grossa, in assenza di pressioni interstiziali, che sostenga uno scavo di altezza $H$ = 4 m e abbia un'uguale profondità d'infissione $d$. La Figura 2.a mostra alcuni risultati ottenuti attraverso un'analisi non lineare con il metodo delle differenze finite (programma FLAC2D): in particolare, si rappresentano le distribuzioni delle tensioni normali $\sigma_h$ esercitate dal terreno sul muro, sia nelle condizioni statiche precedenti il sisma, sia nelle condizioni sismiche critiche, cioè in corrispondenza di un meccanismo plastico attivato da forze statiche equivalenti al sisma.

In seguito allo scavo, la maggior parte del terreno situato a tergo della paratia si trova in uno stato limite attivo, mentre una porzione di terreno immediatamente al di sotto del fondo scavo è in condizioni limite passive. A partire dalle queste condizioni, se si applicano staticamente al terreno forze d'inerzia gradualmente crescenti, proporzionali al peso del terreno mediante un coefficiente sismico $k_H$, si ottiene un progressivo incremento delle tensioni di contatto $\sigma_h$, fino al raggiungimento delle condizioni critiche, nelle quali la resistenza risulta mobilitata in tutto il terreno interagente con la paratia. Il coefficiente sismico che produce il raggiungimento di questa condizione critica, detto coefficiente sismico critico $k_C$, descrive quantitativamente la resistenza dell'opera nei confronti delle azioni sismiche. Le forze d'inerzia ricavate con il coefficiente sismico critico producono un meccanismo plastico che consiste in una rotazione della paratia intorno a un punto prossimo al piede.

All'incrementarsi del coefficiente sismico $k_H$, le tensioni di contatto si incrementano, come indicato dalle frecce in Figura 2.a: i maggior incrementi si verificano nel terreno di valle, che gradualmente raggiunge le condizioni limite passive. L'effetto macroscopico di questi incrementi delle tensioni di contatto si manifesta come un progressivo aumento dello spostamento $u_r$ della paratia al crescere di $k_H$. In figura 2.b è mostrata la relazione fra $k_H$ e il rapporto $u_r/H$ per due diversi punti della paratia, ottenuta dalle analisi alle differenze finite. Questo diagramma definisce una curva di capacità del sistema terreno-paratia (curva di *push-over*) che si arresta al raggiungimento del coefficiente sismico critico $k_C$. Per il caso illustrato

in Figura 2.a, il coefficiente sismico $k_C = 0.365$ viene raggiunto per uno spostamento della testa della paratia pari a circa il 2-3 % dell'altezza di scavo.

La curva di capacità risulta sostanzialmente indipendente dalla deformabilità della paratia, almeno nei casi di interesse pratico nei quali la paratia stessa sia dimensionata in modo da rimanere in campo elastico sotto le sollecitazioni calcolate nelle condizioni critiche. La deformabilità del terreno può invece modificare la curva di capacità, ma non il valore di $k_C$ che dipende solo dalla resistenza del terreno e dalla geometria del sistema. Se a partire da un fissato valore di $k_H$ si effettua un ciclo di scarico e ricarico, la curva di capacità mostra un comportamento piuttosto rigido, con una pendenza prossima a quella di primo carico all'origine, descrivendo un ciclo d'isteresi di modesta ampiezza.

È opportuno approfondire lo studio valutando la risposta dinamica dell'insieme paratia-terreno, per controllare che il meccanismo plastico critico trovato per via statica possa ritenersi rappresentativo del comportamento dinamico della struttura nel corso di un evento sismico. Nelle Figure 3.a e 3.b sono mostrati i confronti tra le distribuzioni delle tensioni di contatto e del momento flettente ottenute sia nelle condizioni sismiche critiche, sia nel corso di un'analisi dinamica nella quale si sia applicato alla base del modello numerico un accelerogramma sufficientemente intenso da produrre la mobilitazione di un meccanismo plastico nel corso della fase intensa del sisma.[1] In particolare, i risultati dell'analisi dinamica si riferiscono all'istante temporale nel quale si verificano le massime sollecitazioni flessionali nella paratia. Si osserva un'ottima corrispondenza tra le tensioni di contatto ottenute in condizioni critiche e quelle ricavate da un'analisi dinamica e anche le sollecitazioni nella paratia risultano solo leggermente maggiori di quelle ricavate in condizioni critiche. Sembra quindi che per evitare il raggiungimento della resistenza della paratia questa debba essere dimensionata con le sollecitazioni corrispondenti alle condizioni critiche, magari incrementate attraverso un fattore di sovra-resistenza solo leggermente maggiore dell'unità.

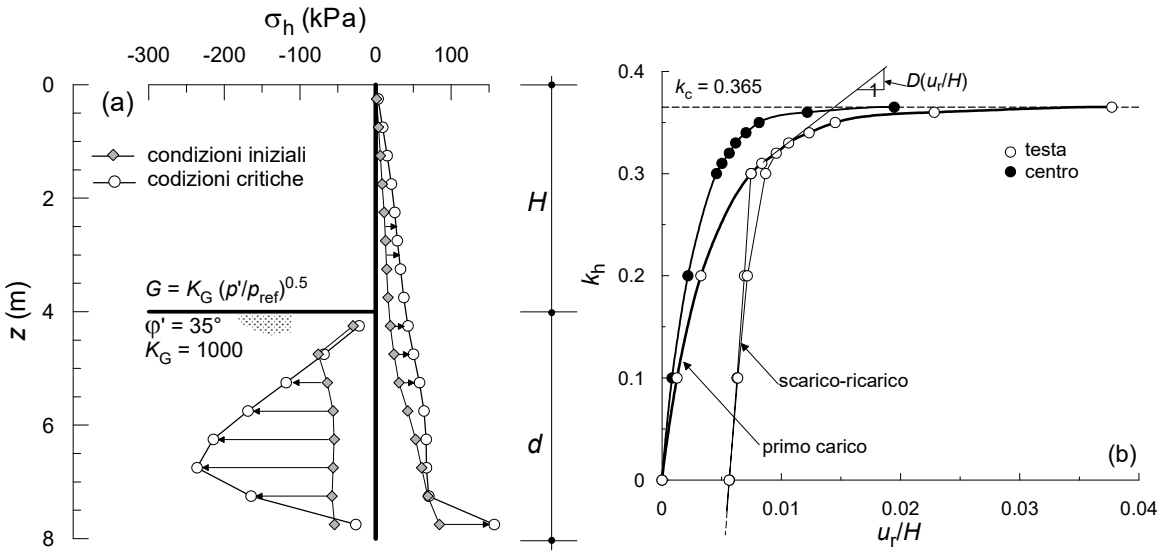



Figura 2. Paratia a sbalzo: (a) confronto fra la distribuzione delle tensioni di contatto calcolata al termine della costruzione (condizioni iniziali) e quella calcolata in condizioni simiche critiche; (b) curve di capacità della paratia a sbalzo.

[1] Per i dettagli sullo svolgimento delle analisi dinamiche si veda Callisto e Soccodato (2010).

La Figura 3.a mostra anche che la deformata istantanea della paratia corrisponde con ottima approssimazione al meccanismo plastico derivante dalle analisi pseudo-statiche. Il valore finale dello spostamento dipende però dall'intera risposta sismica del sistema al particolare accelerogramma selezionato. Uno studio parametrico svolto da Callisto e Soccodato (2010) ha mostrato che per un fissato schema statico e un dato accelerogramma lo spostamento finale sembra dipendere essenzialmente dal coefficiente sismico critico. In particolare lo spostamento decresce rapidamente all'incrementarsi del coefficiente sismico critico, in analogia al caso di un sistema rigido-perfettamente plastico (Newmark 1965).

## 2.2. Modello a un grado di libertà

Dai risultati esposti precedentemente risulta chiaro che la maggior parte degli spostamenti finali di una paratia a sbalzo prodotti da un evento sismico derivano dalla mobilitazione della resistenza del terreno. D'altro canto il metodo degli spostamenti (Newmark 1965), basato sull'assunzione di un comportamento rigido-perfettamente plastico, non appare adeguato alla valutazione dell'effettiva prestazione sismica di questo tipo di opere, poiché le curve di capacità mostrate in Figura 2.b indicano chiaramente che la deformabilità del sistema terreno-paratia non può essere trascurata.

Allora si può provare ad utilizzare le curve di capacità, espresse nella forma adimensionale di Figura 2.b, per una previsione semplificata degli spostamenti sismici. A questo scopo si può assimilare l'opera di sostegno a un sistema dinamico a un singolo grado di libertà caratterizzato da un legame costitutivo non lineare. Nella forma più semplice, in assenza di componenti di smorzamento viscoso, l'equazione del moto può scriversi secondo la seguente espressione:

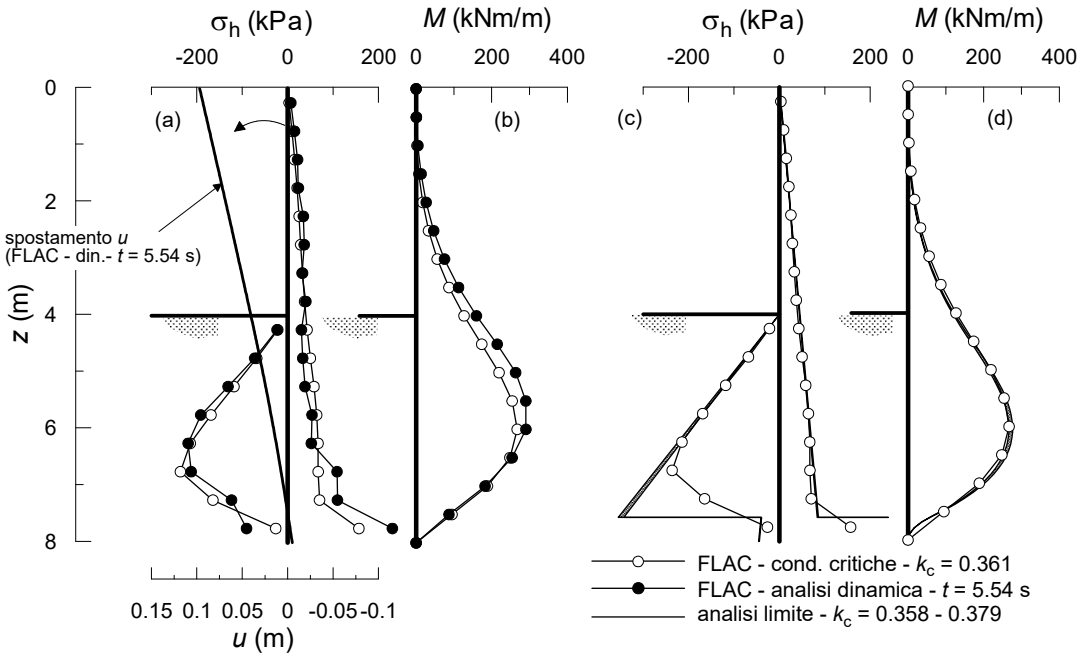



Figura 3. Paratia a sbalzo: (a) e (b): tensioni di contatto, sollecitazioni e spostamenti calcolati nelle condizioni statiche critiche e nel corso dell'analisi dinamica; (c) e (d): confronto fra i risultati dell'analisi statica in condizioni critiche e quelli ottenuti con l'analisi limite.

$$\ddot{u}_{\mathrm{r}}(t)+\frac{g}{H}\times D(u_{\mathrm{r}}/H)\times u_{\mathrm{r}}(t)=-a_{\mathrm{b}}(t) \tag{2}$$

dove $g$ è l'accelerazione di gravità, $u_{\mathrm{r}}(t)$ è lo spostamento relativo fra la paratia e il terreno non coinvolto dal meccanismo plastico, $\ddot{u}_{\mathrm{r}}(t)$ è la corrispondente accelerazione relativa e $a_{\mathrm{b}}(t)$ è la storia temporale delle accelerazioni rappresentativa del moto sismico. La quantità $D$ ($u_{\mathrm{r}}/H$) nella precedente equazione rappresenta la tangente alla curva di capacità (Fig. 2.b) nel punto corrispondente al valore corrente dello spostamento, nel tratto di primo carico oppure nel tratto di scarico e ricarico. Si noti che nell'equazione (2) non compare la massa del sistema (che risulterebbe peraltro di definizione assai incerta) poiché questa viene implicitamente considerata nella relazione adimensionale fra $D$ e $u_{\mathrm{r}}/H$ rappresentata dalla curva di capacità.

La storia temporale degli spostamenti relativi può quindi ottenersi integrando nel tempo l'equazione (2), che descrive un sistema mono-dimensionale non lineare nel quale gli spostamenti permanenti fungono da variabile di incrudimento. L'integrazione può essere condotta con diversi algoritmi di integrazione nel tempo, tra i quali in questo lavoro è stato scelto l'algoritmo incondizionatamente stabile di tipo Eulero-Gauss. Nell'integrazione, il moto sismico viene rappresentato attraverso un accelerogramma equivalente $a_{\mathrm{B}}(t)$ ricavato con la procedura di Seed e Martin (1966):

$$a_{\mathrm{B}}(t)=g\frac{\tau_{\mathrm{L}}(t)}{\sigma_{\mathrm{vL}}} \tag{3}$$

dove $\tau_{\mathrm{L}}(t)$ è la storia temporale delle tensioni tangenziali alla quota della base della paratia, ricavata da un'analisi di risposta sismica monodimensionale, e $\sigma_{\mathrm{vL}}$ è il corrispondente valore della tensione verticale totale.

La Figura 4 illustra sinteticamente la risposta dinamica del modello a un grado di libertà. In Figura 4.a sono mostrati gli andamenti temporali dell'accelerazione alla base $a_{\mathrm{B}}(t)$ e dell'accelerazione assoluta del sistema $\ddot{u}(t)=\ddot{u}(t)+a_{\mathrm{B}}(t)$, mentre in figura 4.b sono rappresentati gli andamenti temporali dello spostamento relativo. Si osserva chiaramente che il modello simula l'accumulo di spostamenti permanenti anche per accelerazioni assolute del sistema inferiori all'accelerazione critica $a_{\mathrm{C}} = k_{\mathrm{C}}\times g$, a causa della progressiva mobilitazione della resistenza del terreno. Inoltre, per $a_{\mathrm{B}} < a_{\mathrm{C}}$ l'accelerazione assoluta del sistema può risultare anche significativamente maggiore di quella impressa alla base, per effetto della risposta dinamica derivante dalla deformabilità del sistema stesso: si verifica così, anche per $a_{\mathrm{B}} < a_{\mathrm{C}}$, il raggiungimento delle condizioni critiche e il conseguente accumulo di ulteriori spostamenti permanenti. La Figura 4.c illustra infine la mobilitazione dei diversi tratti, di primo carico e di scarico e ricarico, della curva di capacità durante lo scuotimento sismico. Allo stato attuale, il modello non prevede il raggiungimento della resistenza del sistema per forze d'inerzia rivolte verso monte (che comunque dovrebbe avvenire per valori dell'accelerazione critica estremamente elevati); quindi in Figura 4.c si osservano estesi tratti di scarico che rimangono in campo elastico. In Figura 4.b è anche diagrammato l'andamento dello spostamento della testa della paratia ottenuto dall'analisi numerica dinamica svolta con il codice FLAC, che risulta in ottimo accordo con la previsione del modello semplificato.

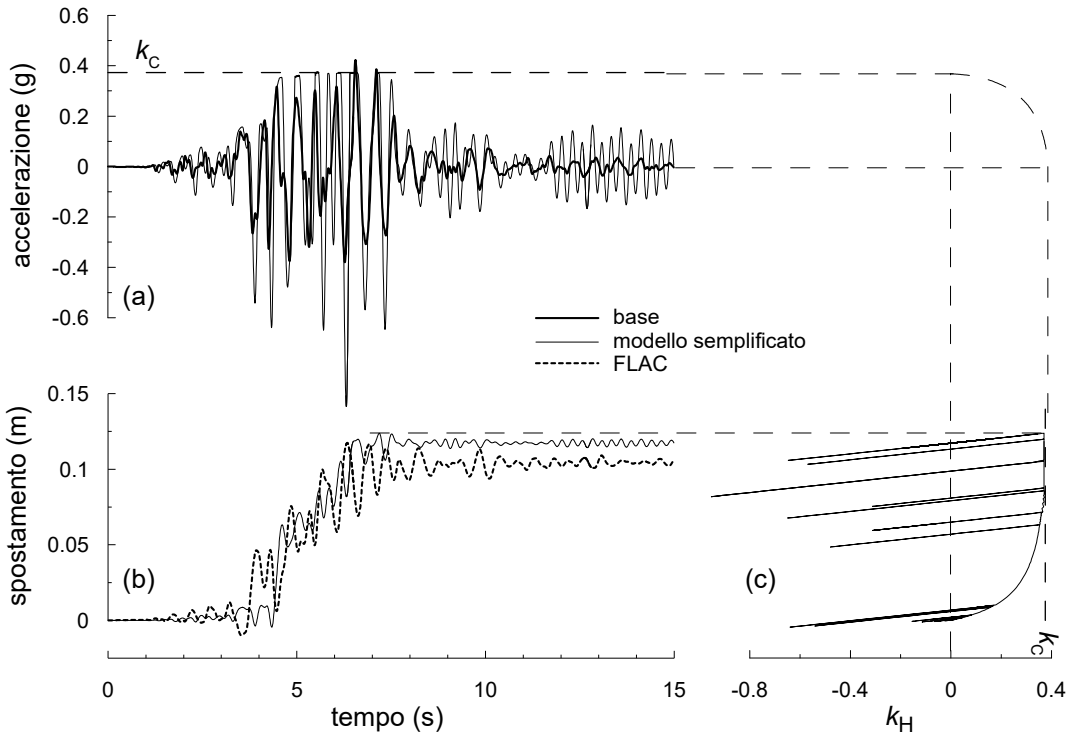



Figura 4. Paratia a sbalzo: risultati forniti dal modello dinamico semplificato a un grado di libertà.

Il modello dinamico semplificato appena descritto è stato adoperato per riprodurre gli spostamenti permanenti ricavati dall'analisi dinamica di scavi sostenuti da paratie a sbalzo, con diversa geometria e diverse proprietà meccaniche dei terreni, distinguendo in particolare i casi di paratie isolate da quelli relativi a coppie di paratie affacciate. Il diagramma di Figura 5 mostra una sintesi dei risultati, rappresentando per ciascuno dei casi esaminati lo spostamento finale previsto dal modello semplificato in funzione dello spostamento calcolato con le analisi numeriche. In generale, le previsioni del modello semplificato appaiono soddisfacenti, collocandosi sempre entro la metà e il doppio degli spostamenti ricavati con l'analisi dinamica. Per scavi sostenuti da paratie affacciate l'accordo risulta leggermente peggiore, poiché in questi casi si determinano fenomeni di risposta dinamica bidimensionale che il modello semplificato non può portare in conto. La Figura 5 mostra anche i risultati relativi all'applicazione del metodo degli spostamenti di Newmark che, trascurando del tutto la risposta dinamica legata alla deformabilità del sistema terreno-paratia, fornisce spostamenti eccessivamente bassi.

## 3. USO DEL MODELLO SEMPLIFICATO NELLA PROGETTAZIONE

### 3.1. Aspetti generali

L'approccio delineato nei paragrafi precedenti prevede che la progettazione di un'opera di sostegno per azioni sismiche intense sia basata su una valutazione diretta della prestazione sismica del sistema mediante un approccio disaccoppiato e su un criterio di gerarchia delle resistenze per la protezione degli elementi strutturali. Per utilizzare questa procedura risulta perciò necessario acquisire i seguenti elementi:

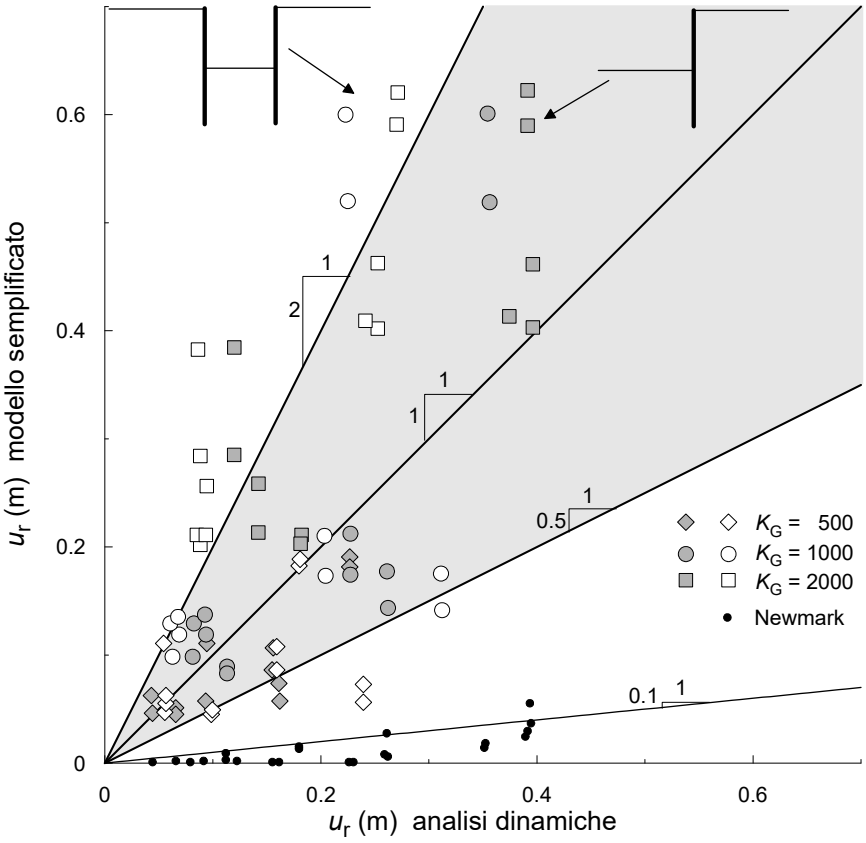



Figura 5. Confronto fra i risultati forniti dal modello semplificato e quelli ottenuti con analisi dinamiche per diversi casi di studio relativi a paratie a sbalzo (Lorusso 2017); $K_G$ è un coefficiente che determina la rigidezza dei terreni (cfr. Fig. 2.a).

a) azione simica, nella forma di un accelerogramma equivalente (equazione 3);

b) curva di capacità dell'opera, che include:

b.1) coefficiente sismico critico

b.2) curva di transizione verso le condizioni critiche

b.3) legge di scarico e ricarico

L'accelerogramma equivalente è ottenuto attraverso l'equazione (3), dove la storia temporale $\tau_L(t)$ delle tensioni tangenziali alla base dell'opera viene ricavata da un'analisi di risposta sismica monodimensionale, svolta con il metodo lineare equivalente (Schnabel et al. 1972).[2] Per la valutazione della curva di capacità dell'opera, lo svolgimento di analisi numeriche di tipo pseudo-statico incrementale, descritte al 2.1, risulta di difficile applicazione nella pratica progettuale. È quindi necessario ottenere la curva di capacità utilizzando procedure semplificate, come quelle delineate nel seguito. In particolare, il coefficiente sismico critico in (b.1) può essere ottenuto con ottima accuratezza dall'analisi delle spinte nelle condizioni limite, mentre per i restanti elementi (b.2 e b.3) bisogna ricorrere a procedure approssimate.

[2] Si segnala il programma MARTA per lo studio della risposta sismica locale, sviluppato dall'Autore e disponibile all'URL https://sites.google.com/a/uniroma1.it/luigicallisto/attivita-1

## 3.2. Determinazione del coefficiente sismico critico

### 3.2.1. Calcolo delle spinte

Nelle condizioni limite attive e passive le tensioni efficaci al contatto fra la paratia e il terreno possono essere calcolate con diverse tecniche, tra le quali assumono particolare rilevanza quelle derivanti dai teoremi di estremo della plasticità perfetta. Per un resoconto esaustivo delle soluzioni disponibili si rimanda a Rampello et al. (2011). Nel contesto del presente lavoro, le tensioni efficaci orizzontali $\sigma'_a$ e $\sigma'_p$, relative rispettivamente alle condizioni limite attive e passive, possono calcolarsi utilizzando le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \sigma'_a &= -2c'\sqrt{K_a} + K_a\sigma'_v \\ \sigma'_p &= \ \ 2c'\sqrt{K_p} + K_p\sigma'_v \end{aligned} \tag{4}$$

dove $\sigma'_v$ è la tensione verticale efficace nominale (non modificata dall'eventuale scabrezza della parete) alla profondità considerata e $K_a$, $K_p$ sono i coefficienti di spinta attiva e passiva, rispettivamente.

Per il caso frequente di una parete verticale, un piano di campagna orizzontale e un'azione sismica diretta orizzontalmente, i coefficienti di spinta dipendono dall'angolo di resistenza al taglio $\varphi'$ del terreno, dall'angolo di scabrezza $\delta$ del contatto terreno-parete e dal coefficiente sismico $k_H$. Tra le soluzioni disponibili assume particolare rilievo la soluzione di estremo inferiore in forma chiusa proposta da Lancellotta (2007) e generalizzata da Rampello et al. (2011), utilizzata per gli esempi illustrati nei paragrafi successivi.

### 3.2.2. Condizioni di drenaggio ed effetto delle pressioni interstiziali

Poiché azioni sismiche significative sono associate a periodi di ritorno elevati, nel progetto per azioni sismiche ogni processo di consolidazione determinato dallo scavo deve assumersi ormai esaurito: nella fase che precede il sisma si ipotizza quindi che il terreno si trovi in condizioni drenate. L'analisi va allora condotta in termini di tensioni efficaci, portando in conto la distribuzione delle pressioni interstiziali stazionaria ed eventuali incrementi di pressione interstiziale prodotti dalla propagazione delle azioni sismiche (onde *s*). Si ricorda che le equazioni di equilibrio vanno sempre scritte in termini di tensioni totali: ai fini della determinazione delle azioni risultanti sulla paratia le tensioni efficaci ricavate con le espressioni (4) devono essere sommate alle pressioni interstiziali.

È necessario evidenziare che in presenza di azioni sismiche i valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva dipendono dalle pressioni interstiziali: Calllisto e Aversa (2008) hanno mostrato che per portare in conto questo effetto è sufficiente introdurre nelle espressioni dei coefficienti di spinta un valore modificato $k'_H$ del coefficiente sismico, ottenuto moltiplicando il coefficiente sismico stesso per il rapporto fra le tensioni verticali totali e le tensioni verticali efficaci:

$$k'_H = k_H \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \tag{5}$$

L'equazione (5) è di immediata applicazione, ma fa sì che in presenza di pressioni interstiziali i coefficienti di spinta da inserire nelle espressioni (4) dipendano, anche in un terreno omogeneo, dalla profondità considerata.

### 3.2.3. Valutazione delle condizioni critiche

L'accelerazione critica di un'opera di sostegno del tipo discusso al §1 può ottenersi attraverso una procedura iterativa implementabile in modo semplice in un foglio elettronico o in un programma di calcolo. A titolo di esempio, questa procedura è sinteticamente descritta di seguito per lo specifico caso di una paratia a sbalzo:

- si ipotizza un meccanismo plastico, che per una paratia a sbalzo consiste in una rotazione rigida della paratia intorno a un punto prossimo al piede. Il meccanismo assunto consente di individuare le zone di terreno che raggiungono condizioni limite attive e quelle che raggiungono condizioni limite passive;

- per un fissato valore del coefficiente sismico $k_H$ si calcolano i coefficienti di spinta (tenendo conto dell'espressione (5) nel caso in cui vi siano pressioni interstiziali non nulle), le tensioni efficaci orizzontali nelle condizioni limite (equazione 4) e le tensioni orizzontali totali;

- assumendo che le porzioni di terreno dalle quali la paratia si allontana si trovino in condizioni limite attive e quelle alle quali la paratia si avvicina abbiano invece raggiunto condizioni limite passive, si ricercano iterativamente i valori di $k_H$ e della profondità del punto di rotazione della paratia per i quali le due condizioni di equilibrio della paratia alla rotazione e alla traslazione orizzontale risultino soddisfatte;

- il valore di $k_H$ al termine dell'iterazione è pari al coefficiente sismico critico $k_C$, mentre la profondità del punto di rotazione fornisce l'effettivo meccanismo plastico;

- dalla distribuzione delle tensioni di contatto ottenute al termine dell'iterazione, attraverso due integrazioni successive si ottengono i diagrammi del taglio e del momento flettente nella paratia.

Con riferimento allo schema di paratia oggetto dei paragrafi precedenti, la Figura 3.c mostra un confronto tra le tensioni di contatto $\sigma_h$ nelle condizioni critiche ottenute con il programma FLAC e quelle ricavate attraverso la procedura iterativa appena descritta, nella quale si sono calcolate le spinte nelle condizioni limite utilizzando sia soluzioni di estremo inferiore (Lancellotta 2007), sia soluzioni di estremo superiore (Chang 1981). Come si vede, le tensioni di contatto che si ottengono con il metodo semplificato sono molto prossime a quelle ottenute con l'analisi numerica e anche la corrispondente distribuzione del momento flettente nella paratia valutata nelle condizioni critiche mostra un ottimo accordo con i risultati dell'analisi numerica (Figura 3.d). Anche i valori del coefficiente sismico critico $k_C$ ottenuti con FLAC e con la procedura iterativa sono molto simili, mentre le differenze associate all'uso delle due soluzioni di estremo appaiono trascurabili.

Lo stesso risultato si ottiene anche per schemi più complessi di quello qui esposto, considerando casi in cui il deposito di terreno comprenda strati di caratteristiche diverse e sia presente una distribuzione delle pressioni interstiziali (Gallese 2018). È opportuno osservare che uno dei

corollari del teorema dell'estremo inferiore stabilisce che la resistenza di una struttura, che nel caso in esame risulta completamente descritta dal coefficiente sismico critico $k_C$, è indipendente dalla successione di stati tensionali che sollecita la struttura stessa prima del raggiungimento del meccanismo plastico (Chen e Liu 1990). Di conseguenza il valore di $k_C$ risulta indipendente sia dalla distribuzione delle tensioni in condizioni statiche, sia dal comportamento meccanico del terreno nelle condizioni che precedono la rottura, dipendendo invece dalla geometria e dalla resistenza del sistema. Questa osservazione giustifica l'ottimo accordo tra i risultati ottenuti con un'analisi numerica statica e con le procedure dell'analisi limite, indicando che lo studio delle condizioni critiche è ottenibile prontamente senza alcuna procedura di calcolo numerico.

## 3.3. Valutazione della curva di capacità

Diversamente dal coefficiente sismico critico, il tratto iniziale della curva di capacità, che rappresenta la transizione verso le condizioni critiche, dipende sia dalle condizioni dello scavo nelle fasi che precedono il sisma, sia dalla deformabilità del sistema, e in particolare dalle deformazioni esibite dal terreno che interagisce con la paratia. Nei paragrafi successivi si illustrano due procedure semplificate per ricavare l'intera curva di capacità del sistema.

### 3.3.1. Metodo della reazione di sottofondo

Il metodo della reazione di sottofondo, originariamente sviluppato per lo studio dell'interazione fra le fondazioni superficiali e il terreno e noto come metodo di Winkler, fu esteso negli anni '80 allo studio delle opere di sostegno flessibili (Evangelista e Fenelli 1986, Becci e Nova 1987). Nel metodo il terreno interagente con l'opera di sostegno viene sostituito da vincoli monodimensionali (molle distribuite), che legano le tensioni efficaci di contatto agli spostamenti della paratia attraverso un legame costitutivo rispettoso della compatibilità con il criterio di resistenza (Figura 6). Per ciascuna fase di scavo, ai vincoli sono assegnate inizialmente delle reazioni $\sigma'_{h0}$ derivanti da una stima semplificata delle tensioni di contatto corrispondenti a spostamenti nulli (Becci e Nova 1987, Callisto 2011). Inoltre, per rispettare il criterio di resistenza a ciascun vincolo è impedito di assumere valori della reazione inferiori alla tensione efficace limite attiva $\sigma'_a$ o superiori alla tensione efficace limite passiva $\sigma'_p$ (Fig. 6.c). Il legame fra le tensioni e gli spostamenti per stati tensionali ammissibili può essere di tipo lineare, come quello illustrato in Figura 6, oppure non lineare. Il metodo consente agevolmente l'introduzione per ciascuna fase di scavo di ulteriori vincoli, per simulare la realizzazione di ancoraggi o puntoni, per i quali si assume tipicamente un comportamento elastico-perfettamente plastico. Deve comunque osservarsi che sussistono significative incertezze nella valutazione dei parametri di rigidezza $R_A$ e $R_P$ dei vincoli equivalenti al terreno, che vanno messi in relazione con valori operativi dei moduli elastici e con una dimensione caratteristica dell'opera. In particolare, Becci e Nova (1987) hanno suggerito di ricavare i valori di $R_A$ e $R_P$ dividendo il modulo elastico del terreno per la dimensione media dei cunei di spinta rispettivamente a monte e a valle della paratia (si veda anche Callisto, 2011).

Per effetto del raggiungimento delle condizioni limite, nel calcolo diviene necessario aggiornare progressivamente la rigidezza equivalente dei vincoli. Di conseguenza nella risoluzione del problema si originano sempre delle significative non linearità, che devono essere affrontate con procedure incrementali o iterative. A titolo di esempio, il diagramma di flusso di

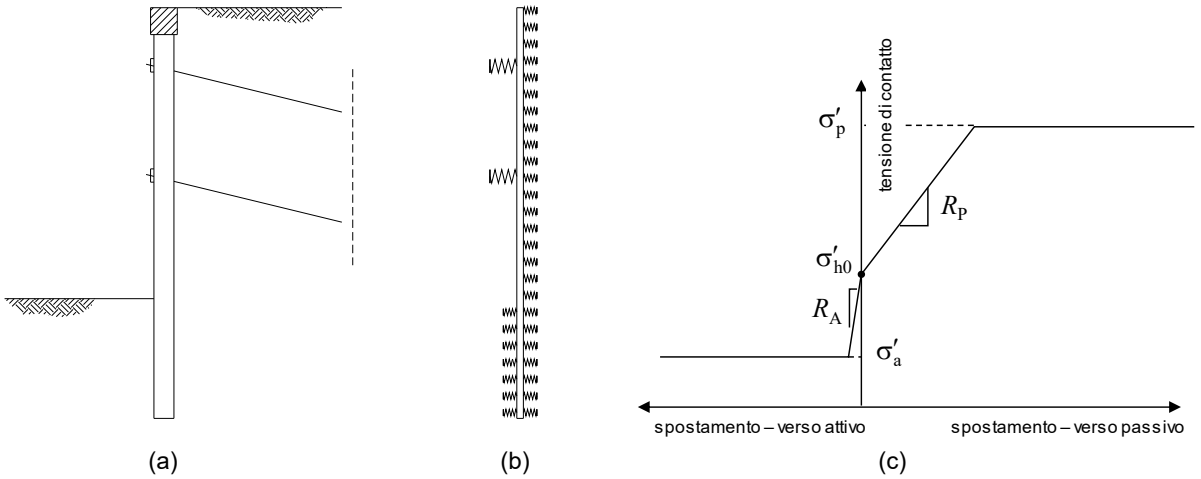



Figura 6. Illustrazione schematica del metodo della reazione di sottofondo: (a) schema della paratia; (b) rappresentazione dei vincoli equivalenti al terreno e agli ancoraggi; (c) legame costitutivo dei vincoli equivalenti al terreno.

Figura 7 illustra l'algoritmo iterativo utilizzato per l'analisi statica delle paratie nel programma di calcolo KOST v.1.3 sviluppato dall'Autore[3], nel quale il problema non lineare viene risolto per via iterativa.

Per le paratie del tipo illustrato al paragrafo 1, il metodo della reazione di sottofondo è stato recentemente esteso per consentire all'utente la determinazione della curva di capacità (programma KOST-D, Gallese 2018). A questo scopo, al termine della simulazione delle fasi costruttive, il codice svolge le due analisi descritte nel seguito:

a) viene avviata una procedura iterativa, nella quale ad ogni passo di calcolo i parametri di resistenza del terreno e dei vincoli aggiuntivi (ancoraggi o puntoni) vengono moltiplicati per un fattore $\eta_M < 1$ che assume valori progressivamente decrescenti; in particolare $\eta_M$ moltiplica i parametri di resistenza $c'$, tan $\varphi'$ e la resistenza $F_{lim}$ dei vincoli aggiuntivi; il valore di $\eta_M$ per il quale il sistema giunge a collasso rappresenta il grado di mobilitazione della resistenza dell'opera nelle condizioni antecedenti il sisma;

b) sempre a partire dal termine delle fasi costruttive, si attiva una procedura nella quale alla paratia vengono applicate forze aggiuntive dirette verso valle, funzione di valori gradualmente crescenti del coefficiente sismico critico $k_H$. Ad ogni incremento di $k_H$, il programma risolve con il medesimo approccio iterativo di Figura 7 il modello di interazione terreno-struttura caricato con forze aggiuntive. In particolare, le forze aggiunte a ciascun concio di paratia sono quelle necessarie a portare le tensioni di contatto di monte calcolate nella fase precedente fino al valore limite attivo associato al nuovo valore di $k_H$. In questo modo, le zone di paratia che si allontanano dal terreno tendono a essere caricate dai corrispondenti valori delle tensioni limite attive. Allo stesso tempo, i coefficienti di spinta passiva vengono ridotti per portare in conto l'effetto degli incrementi di $k_H$ sulla resistenza passiva. Questa procedura determina la graduale attivazione di un meccanismo plastico, che si verifica proprio quando il coefficiente sismico raggiunge il valore critico $k_C$.

[3] Il programma è disponibile all'URL https://sites.google.com/a/uniroma1.it/luigicallisto/attivita-1

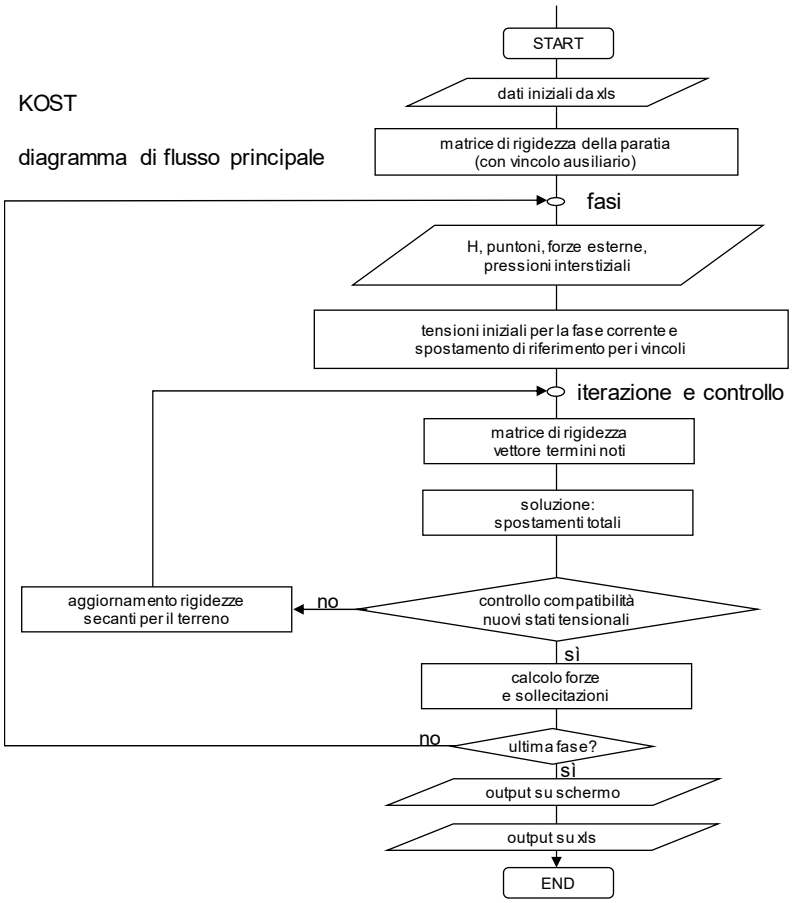



Figura 7. Diagramma di flusso del programma KOST.

In entrambe le procedure (a) e (b) la mobilitazione della resistenza del sistema è segnalata dalla mancata convergenza dell'algoritmo risolutivo, che viene individuata automaticamente dal programma.

Dato che ad ogni fase di calcolo il programma KOST-D restituisce la configurazione deformata della paratia, la procedura (b) consente di ricavare una curva di capacità dell'opera. Essa risulta caratterizzata dalla stessa accelerazione critica trovata con i metodi dell'analisi limite, poiché le relazioni (4) e (5) che forniscono le tensioni di contatto nelle condizioni limite sono le stesse implementate nel programma, che utilizza la soluzione di Lancellotta (2007) per valutare i coefficienti di spinta in funzione di $k_H$.

Come già evidenziato, deve ritenersi che i parametri di rigidezza del terreno utilizzati nella procedura (b) abbiano un'influenza sulla curva di capacità della paratia e debbano perciò essere scelti a partire dalla rigidezza a piccole deformazioni, opportunamente ridotta considerando i livelli deformativi coinvolti nell'analisi. La Figura 8 mostra, per la paratia a sbalzo fin qui esaminata, un confronto fra la curve di capacità ottenuta con FLAC e quelle ottenute con KOST-D a partire da valori del modulo di rigidezza tangenziale pari a $G_0$ e a $0.5\times G_0$, dove con $G_0$ si è indicato il modulo di rigidezza tangenziale del terreno a piccole deformazioni. Si osserva che la rigidezza del terreno utilizzata per ricavare $R_A$ e $R_P$ ha un'influenza limitata sulla curva di capacità: la non linearità macroscopica del sistema, rappresentata dall'andamento della curva

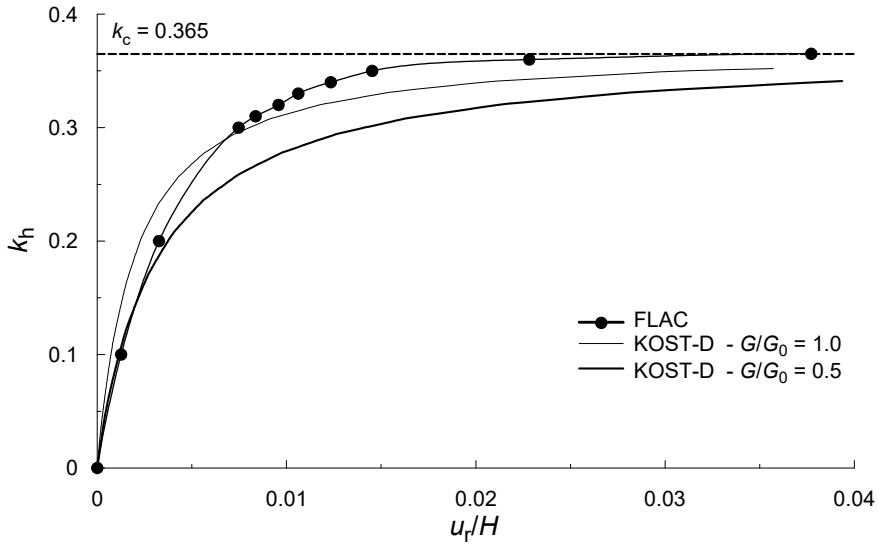



Figura 8. Paratia a sbalzo: confronto fra le curve di capacità ottenute con analisi numeriche statiche (FLAC) e con il metodo della reazione di sottofondo (KOST-D, Gallese 2018).

di capacità, appare influenzata soprattutto dal progressivo raggiungimento delle condizioni limite nel terreno di valle, piuttosto che dal comportamento non lineare del terreno negli stati precedenti alle condizioni limite. La curva di capacità sembra perciò dipendere essenzialmente dalla resistenza dei terreni, e solo in misura modesta dalla loro rigidezza.

Rispetto alla curva di capacità ottenuta dalle analisi numeriche svolte con FLAC, si è osservato che in taluni casi le curve ottenute con KOST-D raggiungono le condizioni critiche per spostamenti eccessivamente grandi, come per esempio nel caso di Figura 8. Risulta perciò opportuno descrivere le curve di capacità attraverso funzioni che interpolino correttamente le porzioni iniziali della curva, ma che raggiungano la condizione critica in corrispondenza di uno spostamento finito. Con riferimento alla Figura 9.a, la curva di capacità può essere espressa attraverso la seguente funzione iperbolica:

$$k_{\mathrm{H}} = \frac{D_0\, s}{1 + s\dfrac{\alpha\, D_0}{k_{\mathrm{C}}}} \tag{6}$$

dove con $s = u_r/H$ si è indicato lo spostamento orizzontale normalizzato, mentre $\alpha$ è il rapporto tra il coefficiente sismico critico $k_c$ e l'effettivo asintoto della funzione iperbolica, che può assumersi compreso fra 0.8 e 0.9, e $D_0$ è la pendenza all'origine della curva.

Nel piano adimensionale di Figura 9.a, il tratto di scarico e ricarico ha una pendenza pari a $\beta D_0$, dove $\beta$ è un ulteriore parametro del modello. L'esame di alcuni casi di studio ha mostrato che la scelta della rigidezza di scarico e ricarico può influenzare notevolmente la determinazione degli spostamenti descritta al §2.2. In linea generale, la rigidezza in scarico e ricarico dovrebbe coincidere con la tangente all'origine della curva di capacità ($\beta = 1$). Tuttavia si è osservato che per opere che nelle condizioni statiche mobilitino un'aliquota della resistenza $\eta_M$ elevata, la

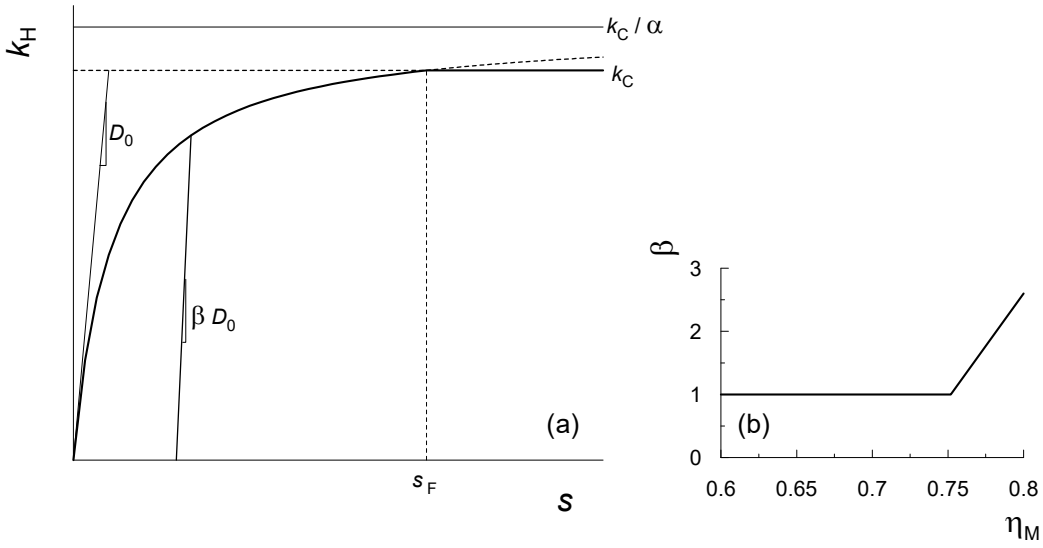



Figura 9. (a) schematizzazione della curva di capacità; (b) andamento del coefficiente β in funzione del grado di mobilitazione della resistenza in condizioni statiche.

tangente iniziale della curva di capacità può risultare inferiore alla pendenza del tratto di scarico e ricarico. L'esperienza fin qui acquisita indica che i valori operativi del parametro β possono porsi in relazione al grado di mobilitazione della resistenza $\eta_M$ secondo il diagramma di Figura 9.b, tenuto conto che deve essere in ogni caso $\eta_M < 0.8$ affinché il progetto delle condizioni statiche non violi i consueti requisiti di sicurezza stabiliti dalle normative tecniche.

### 3.3.2. Valutazione con i metodi dell'equilibrio limite

In assenza di metodi di analisi che descrivano, anche con diversi livelli di semplificazione, la deformabilità del terreno interagente con la paratia, risulta in linea di principio impossibile valutare la curva di capacità di un'opera di sostegno. Tuttavia, poiché si è visto nel paragrafo precedente che il contributo della deformabilità dei terreni determina solo in parte la curva di capacità, che appare invece molto influenzata dalla graduale mobilitazione della resistenza ad opera delle azioni sismiche, appare possibile fornire indicazioni operative riguardanti una stima di prima approssimazione della curva di capacità a partire dai soli risultati ottenuti con i metodi dell'equilibrio limite.

Deve anzitutto premettersi che, come indicato al § 3.2.3, considerazioni di equilibrio unite alle soluzioni di analisi limite per il calcolo delle spinte consentono di determinare con ottima approssimazione il coefficiente sismico critico $k_C$. Per una stima dell'intera curva di capacità, conviene allora esprimerne l'andamento attraverso la funzione iperbolica (6) riscritta nella seguente forma:

$$k_H = \frac{s\,k_C}{s\,\alpha + s_F(1-\alpha)} \tag{7}$$

dove $s_F$ rappresenta il valore dello spostamento normalizzato $s$ per il quale si mobilita il meccanismo plastico (Fig. 9.a). In questo modo, assunto un valore di α come specificato al

paragrafo precedente, la curva di capacità risulta completamente descritta, oltre che da $k_C$, dal parametro $s_F$, al quale è associato un immediato significato fisico. Appare chiaro che se nelle condizioni antecedenti al sisma l'opera mobilita un'aliquota modesta della resistenza disponibile, lo spostamento per il quale si mobilita il meccanismo plastico sarà relativamente grande. Quindi, al decrescere di $\eta_M$ lo spostamento normalizzato a rottura $s_F$ dovrebbe aumentare. Nei casi di studio esaminati da Gallese (2018) si è visto che, per paratie a sbalzo con $\eta_M$ compreso fra 0.6 e 0.8, $s_F$ varia fra l'1.0 e lo 0.5 % dell'altezza di scavo.

È opportuno osservare che, in analogia con $k_C$, anche il grado di mobilitazione della resistenza $\eta_M$ può essere calcolato, in assenza di metodi di calcolo automatici (per esempio KOST-D), mediante una semplice procedura iterativa (si veda a tale proposito Callisto 2010).

Utilizzando i parametri $k_C$ e $s_F$ per descrivere la curva di capacità, la tangente iniziale della curva $D_0$ assume l'espressione:

$$D_0 = \frac{k_C}{s_F(1-\alpha)} \tag{8}$$

e il coefficiente moltiplicativo β che definisce la pendenza del tratto di scarico e ricarico può ancora ricavarsi in prima approssimazione dal diagramma di Figura 9.b.

## 3.4. Applicabilità della procedura a diversi tipi di opere

### 3.4.1. Paratie ancorate

Per effetto delle azioni sismiche, una paratia ancorata è in grado di attivare diversi meccanismi plastici, in dipendenza dalle resistenze degli elementi che la compongono (paratia, cavi di ancoraggio, bulbo iniettato, terreno). Per garantire un comportamento duttile del sistema, contenendo perciò i danni indotti dal sisma nell'opera e consentendone la riparabilità, sembra ragionevole evitare il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali principali (paratia, trefoli di ancoraggio, aderenza fra trefoli e bulbo), facendo in modo che durante un evento sismico intenso si attivino soltanto meccanismi che chiamino in causa la resistenza del terreno, o del contatto struttura-terreno.

Con specifico riferimento alle paratie con ancoraggi a bulbo iniettato, Del Brocco e Callisto (2017) hanno mostrato che, escludendo il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, possono verificarsi due soli meccanismi plastici: di tipo "locale", che comportano

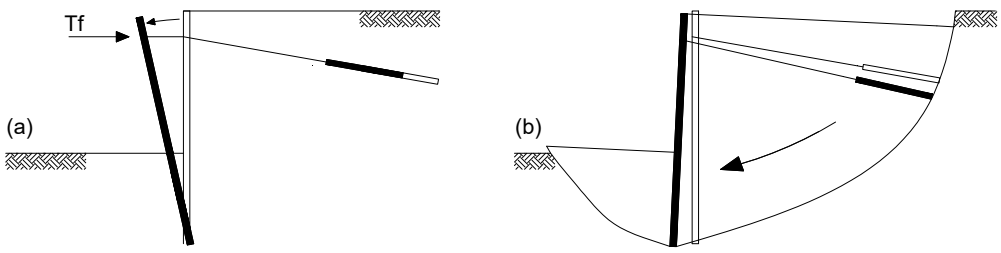



Figura 10. Paratie ancorate: (a) meccanismo locale; (b) meccanismo globale.

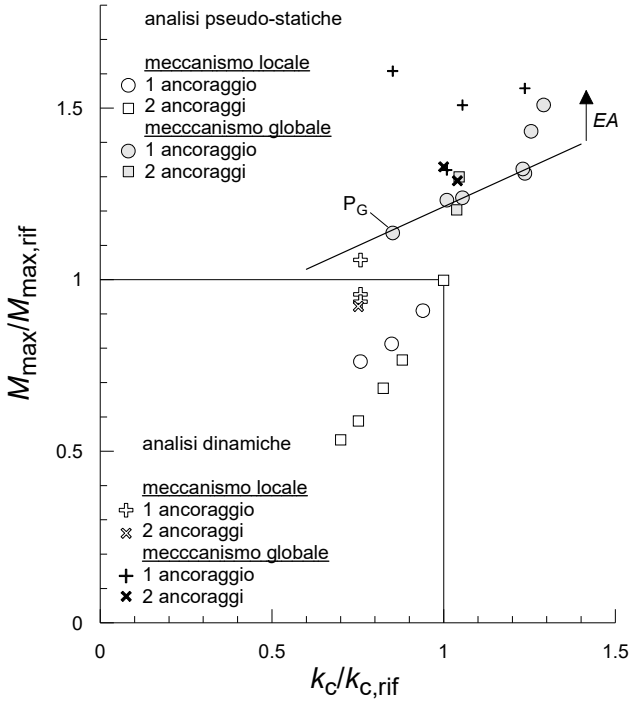



Figura 11. Paratie ancorate: rappresentazione sintetica della dipendenza delle sollecitazioni dal tipo di meccanismo plastico (Del Brocco e Callisto 2017).

l'attivazione della resistenza allo sfilamento del bulbo (Figura 10.a) e di tipo "globale", che determinano la mobilitazione della resistenza in un volume di terreno comprendente la paratia e l'intero sistema di ancoraggio (Figura 10.b). Il suddetto studio ha evidenziato l'opportunità di progettare paratie ancorate per azioni sismiche in modo che nelle condizioni critiche i suddetti meccanismi locali anticipino eventuali meccanismi globali. In questo modo risulta possibile progettare secondo un criterio di gerarchia delle resistenze che assicuri l'integrità dei componenti strutturali dell'opera. Del Brocco e Callisto (2017) hanno anche messo a punto una procedura per il dimensionamento sismico di paratie ancorate che rispetti questo requisito.

La Figura 11 illustra sinteticamente la dipendenza delle sollecitazioni calcolate nella paratia dal tipo di meccanismo per il quale la paratia è stata dimensionata. Detto $k_{C,rif}$ il coefficiente sismico critico di una paratia ancorata che segna il passaggio tra i due meccanismi plastici (Del Brocco e Callisto 2017) e $M_{max,rif}$ il corrispondente massimo momento flettente nella paratia, risulta evidente dai risultati riportati in figura, ottenuti da analisi numeriche pseudo-statiche e dinamiche, che paratie dimensionate per esibire meccanismi locali risultano molto meno sollecitate di paratie che esibiscano meccanismi globali, anche a parità di prestazioni, cioè per uno stesso valore di $k_C$.

Se una paratia ancorata viene progettata per esibire meccanismi plastici di tipo locale, per essa valgono nella sostanza tutte le considerazioni sviluppate a proposito delle paratie a sbalzo, poiché in questo caso le le condizioni sismiche critiche possono essere studiate agevolmente sia con il software KOST-D, sia con il metodo dell'equilibrio limite. In quest'ultimo caso l'analisi discussa al §3.2.3 deve considerare per ciascun livello di ancoraggio delle azioni aggiuntive $T_f$ applicate sulla paratia (Fig. 10.a) pari alla resistenza allo sfilamento del singolo ancoraggio divisa per l'interasse fra gli ancoraggi nella direzione longitudinale.

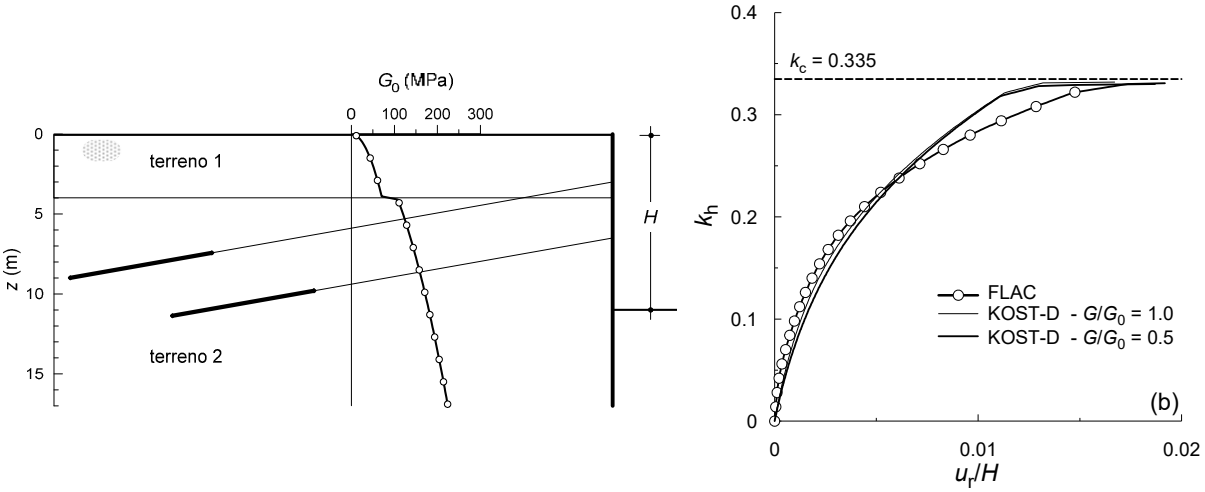



Figura 12. (a) Schema di paratia con due livelli di ancoraggio; (b) confronto fra le curve di capacità ottenute con analisi numeriche statiche (FLAC) e con il metodo della reazione di sottofondo (KOST-D).

La Figura 12.a mostra lo schema di una paratia con due livelli di ancoraggio, a sostegno di uno scavo in un deposito stratificato. In Figura 12.b è mostrato un confronto fra le curve di capacità della stessa paratia, ottenute attraverso un'analisi pseudo-statica numerica (FLAC) e con il programma KOST-D, con diverse assunzioni sulla rigidezza dei terreni (Gallese 2018). Il diagramma mostra che l'accordo è piuttosto soddisfacente e che anche in questo caso la curva di capacità ottenuta con il metodo della reazione di sottofondo dipende poco dai valori assunti per la rigidezza dei terreni. Lo spostamento che attiva il meccanismo plastico è in questo caso compreso fra l'1.0 % e l'l.5 % dell'altezza di scavo. In Figura 13.a è mostrato un confronto fra le distribuzioni delle tensioni di contatto e delle sollecitazioni nelle condizioni critiche ricavate dall'analisi numerica e con il programma KOST-D (che come già menzionato sono in pratica coincidenti con le distribuzioni che si ricaverebbero con i metodi dell'equilibrio limite). Ancora una volta si osserva un ottimo accordo fra l'analisi delle condizioni critiche effettuata con i metodi di calcolo numerico e quella derivante dagli approcci semplificati, a conferma della robustezza della scelta delle condizioni critiche come condizioni di riferimento per la progettazione. La Figura 13.b rappresenta invece il meccanismo plastico ricavato con l'analisi numerica, che evidenzia la completa mobilitazione della resistenza allo sfilamento dei bulbi di ancoraggio.

Con riferimento al medesimo schema di paratia ancorata, sono state svolte con il codice FLAC delle analisi numeriche dinamiche, applicando al contorno inferiore della griglia di calcolo quattro diversi accelerogrammi. La Figura 14 mostra un confronto fra gli spostamenti ottenuti nelle analisi dinamiche e quelli calcolati con l'approccio disaccoppiato descritto al 2.2, nel quale sono stati considerati anche i risultati ottenuti da Lorusso (2017) per il caso di una paratia con un singolo livello di ancoraggio. Anche in questo caso l'analisi semplificata riesce a cogliere bene l'ordine di grandezza degli spostamenti della paratia calcolati con l'analisi dinamica, anche se in uno specifico caso (paratia multi-ancorata, registrazione di Tolmezzo) gli spostamenti calcolati dal modello semplificato per la paratia con due livelli di ancoraggio appaiono sovrastimati.

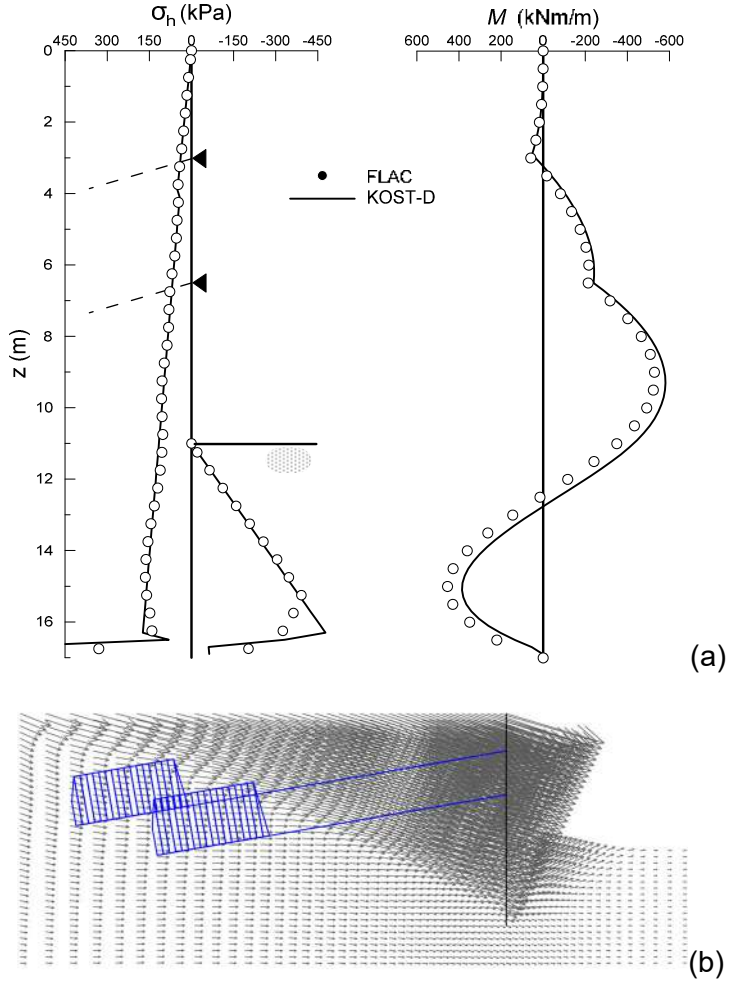



Figura 13. Paratia con due livelli di ancoraggio: (a) confronto fra tensioni di contatto e sollecitazioni ottenute in condizioni critiche con l'analisi numerica (FLAC) e con il metodo della reazione di sottofondo (KOST-D); (b) illustrazione del meccanismo plastico ottenuto in FLAC.

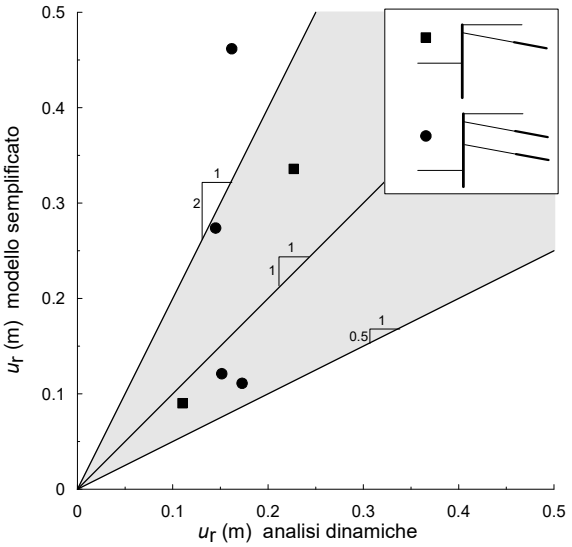



Figura 14. Confronto fra i risultati forniti dal modello semplificato e quelli ottenuti con analisi dinamiche per diversi casi di studio relativi a paratie ancorate.

### 3.4.2. Opere di sostegno a gravità

Ricadono in questo campo le opere che sfruttano il peso proprio, sia degli elementi strutturali che del terreno che su di essi insiste, per ricondurre in fondazione le spinte esercitate dal terreno sostenuto (Figura 1.c). Per queste opere la normativa tecnica vigente (M.I.T. 2018) prescrive nelle condizioni di carico sismiche un coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_R = 1.2$ sulla capacità portante in fondazione, mentre pone pari ad uno il corrispondente coefficiente di sicurezza per le verifiche nei confronti dello scorrimento. Questa prescrizione sembra indicare che in condizioni sismiche lo scorrimento debba precedere il raggiungimento del carico limite.

Prendendo spunto da questa osservazione, sono state condotte analisi numeriche pseudo-statiche con il programma FLAC per la determinazione delle curve di capacità dei due schemi di opere di sostegno a gravità illustrati in Figura 15.a. Per ciascuno schema il coefficiente di scabrezza al contatto tra terreno e fondazione è stato posto pari a 0.9 φ' e pari a 0.75 φ', per ottenere nel primo caso un meccanismo plastico per raggiungimento del carico limite e nel secondo il raggiungimento di un meccanismo di scorrimento sul piano di posa.

La Figura 15.b mostra le curve di capacità ottenute per i due schemi, con le due diverse ipotesi sulla scabrezza in fondazione (Bruni 2018). È evidente che i legami fra il coefficiente sismico e lo spostamento ottenuti per i casi in cui si raggiungono il carico limite o lo scorrimento risultano sostanzialmente identici, differenziandosi solo nell'ultima parte a causa dei diversi valori del coefficiente simico critico associato ai due meccanismi. Gli spostamenti $s_F$ corrispondenti all'attivazione dei diversi meccanismi sono in entrambi i casi piuttosto piccoli, raggiungendo all'incirca lo 0.1 % dell'altezza del muro; risultano quindi inferiori di circa un ordine di grandezza rispetto ai corrispondenti valori ricavati per le paratie.

Sembra quindi che la deformabilità delle opere in esame per raggiungimento del carico limite sia molto bassa, e del tutto confrontabile con quella esibita per il raggiungimento dello

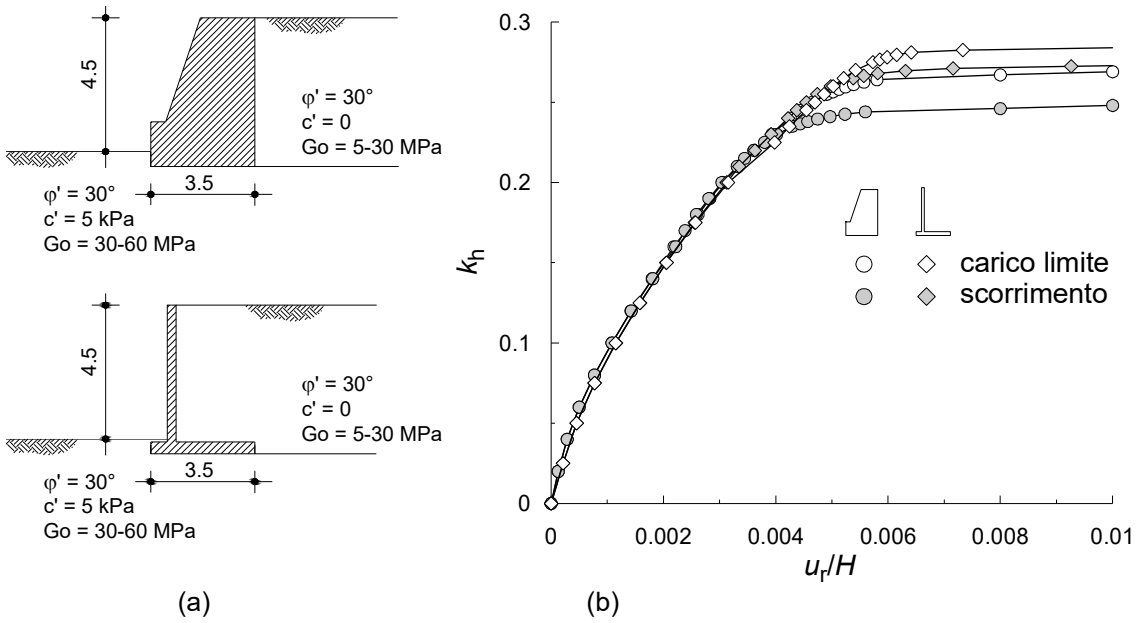



Figura 15.(a) schemi di due opere di sostegno a gravità; (b) curve di capacità per le due opere e per diversi meccanismi plastici (Bruni 2018).

scorrimento sul piano di fondazione. Questo risultato può essere approfondito esaminando, nel piano degli invarianti ($t$, $s'$), i percorsi tensionali seguiti da due elementi di terreno posti immediatamente al di sotto della fondazioni di una delle due opere, nella configurazione che determina il meccanismo di carico limite (Figura 17). Nelle fasi costruttive la zona di terreno posteriore subisce i maggiori incrementi della tensione media efficace $s'$, mentre i valori della tensione deviatorica $t$ appaiono simili. Al crescere delle forze d'inerzia, le eccentricità e le inclinazioni in fondazione aumentano considerevolmente: nel terreno posto anteriormente le tensioni medie $s'$ subiscono un notevole aumento, e quindi si incrementa la resistenza al taglio disponibile, mentre nelle zone posteriori si verifica una riduzione di $s'$.

Si può allora ritenere che la sostanziale coincidenza dei tratti inziali della curva di capacità per opere che attivano i due diversi meccanismi derivi dalla circostanza che in realtà i due fenomeni sono concomitanti: all'incrementarsi della forze d'inerzia aumentano contemporaneamente la forza orizzontale e la coppia trasmesse in fondazione, mentre la risultante delle azioni verticali risulta sostanzialmente invariata. Quindi le zone di terreno che contribuiscono maggiormente alla resistenza al carico limite si localizzano in un volume modesto al di sotto della punta del muro, che pur comprimendosi per l'incremento di $s'$ non può generare grandi spostamenti. Il meccanismo plastico viene perciò raggiunto per spostamenti confrontabili con quelli necessari per mobilitare la resistenza allo scorrimento.

In sintesi, sembra che nel dimensionamento sismico delle opere di sostegno a gravità il progetto possa essere indirizzato verso meccanismi plastici associati indifferentemente al raggiungimento del carico limite o della resistenza allo scorrimento, poiché i due fenomeni all'approssimarsi delle condizioni critiche divengono piuttosto simili. Inoltre, per le opere di sostegno a gravità gli spostamenti corrispondenti all'attivazione dei due meccanismi appaiono modesti. Nonostante il modello a un grado di libertà illustrato al §2 risulti certamente appropriato per la valutazione degli spostamenti indotti dal sisma (Bruni 2018), per le opere in esame l'uso del metodo degli spostamenti di Newmark (1965), relativo a un sistema con comportamento rigido-perfettamente plastico, appare almeno in via approssimata ancora adeguato.

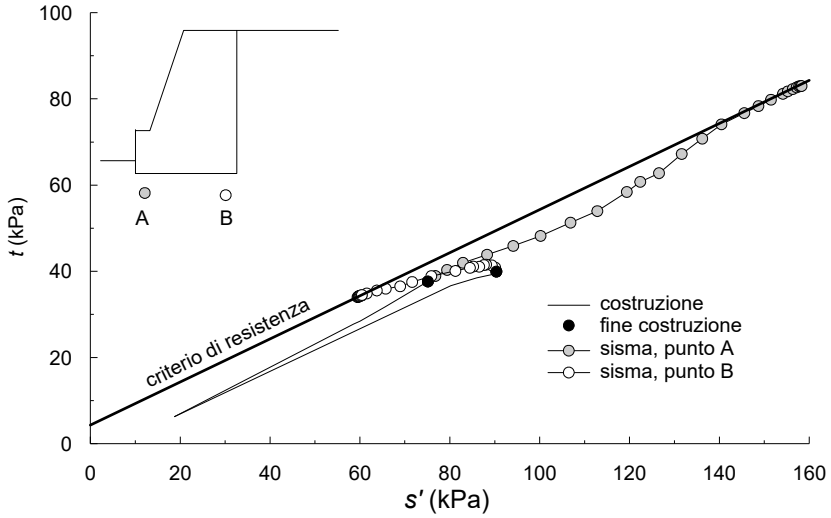



Figura 17. Percorsi tensionali seguiti da due elementi di terreno posti sotto la fondazione di un muro di sostegno a gravità.

### 3.4.3. Muri o spalle su pali

Le opere di sostegno fondate su pali a prima vista non sembrano ricadere tra quelle oggetto del presente studio, non potendo ammettere spostamenti permanenti senza che le proprie componenti strutturali vengano danneggiate. Tuttavia, poiché in queste opere in occasione di eventi sismici severi i pali di fondazione risultano fortemente sollecitati a flessione, in pratica può essere necessario ammettere che durante le fasi intense del sisma la capacità flessionale di alcune sezioni dei pali di fondazione risulti completamente mobilitata. D'altronde le stesse norme tecniche (M.I.T. 2018) ammettono questa possibilità, fornendo anche dei criteri di verifica; analoghe indicazioni si ritrovano, seppure in forma embrionale, anche nell'Eurocodice 8 parte 5 (EN 1998-5).

Callisto e Rampello (2013) hanno studiato le condizioni critiche di muri di sostegno e spalle su pali, sviluppando una procedura per calcolare il coefficiente sismico critico di meccanismi plastici del tipo rappresentato in Figura 18 (che per spalle su pali sono possibili solo se il collegamento dell'impalcato sulla spalla consente spostamenti orizzontali). La figura indica che l'attivazione del meccanismo richiede il raggiungimento della capacità flessionale di due sezioni per ciascun palo; la profondità di formazione della cerniera plastica più profonda varia per le diverse file di pali a causa della dipendenza della capacità flessionale dalla forza assiale trasmessa al palo.

Mingrone (2018) ha sviluppato dei modelli numerici tridimensionali (FLAC3D) e bidimensionali (FLAC2D) di spalle da ponte, per i quali sono state determinate le curve di capacità secondo la procedura già illustrata al §2.1, assumendo per le sezioni in calcestruzzo armato dei pali un legame elastico-perfettamente plastico con un criterio di plasticizzazione definito dal dominio di resistenza *N-M* (forza assiale-momento flettente). La Figura 19 mostra porzioni delle griglie di calcolo dei suddetti modelli, che descrivono la risposta di una spalla su cinque file di pali. Dopo aver verificato che il modello bidimensionale sia equivalente a quello tridimensionale fornendo la stessa curva di capacità, il modello bidimensionale è stato utilizzato per lo svolgimento di analisi dinamiche (registrazione di Tolmezzo). Inoltre, le curve di capacità

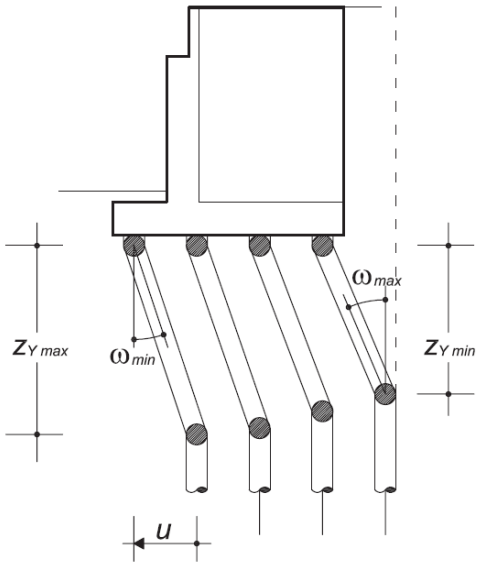



Figura 18. Meccanismo plastico di una spalla su pali (Callisto e Rampello 2013).

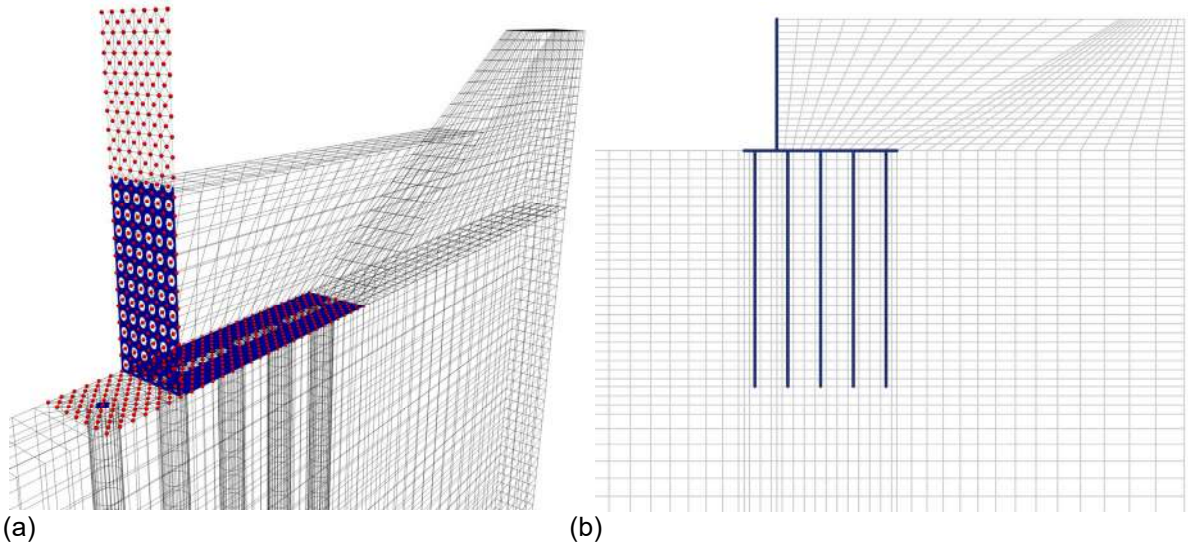



Figura 19. Particolare di una griglia di calcolo tridimensionale (a) e bidimensionale (b) per lo studio di opere di sostegno fondate su pali (Mingrone 2018).

sono state adoperate per un calcolo semplificato degli spostamenti utilizzando il modello a un grado di libertà, secondo la procedura descritta al §2.2.

Nella Figura 20 sono diagrammati i percorsi delle forze nel piano M-N seguiti dalla testa di un palo della fila anteriore e di uno della fila posteriore nel corso dell'analisi dinamica. Dalla figura può osservarsi che nelle condizioni antecedenti il sisma la capacità flessionale dei pali della fila anteriore è già mobilitata quasi per intero per l'effetto delle fasi costruttive, mentre il palo della fila posteriore non risulta inflesso. Nel caso esaminato, l'evento simico produce il ripetuto raggiungimento della capacità flessionale alla testa dei pali, e in modo particolarmente marcato alla testa dei pali della fila anteriore, mentre le sezioni dei pali in profondità non raggiungono, se non in maniera occasionale per la sola fila anteriore, la propria capacità. Di conseguenza, durante il sisma non si mobilita in nessun istante il meccanismo plastico di Figura 18. Si osserva inoltre che al termine dell'evento si è verificata una significativa redistribuzione delle sollecitazioni alla testa dei pali, che risultano sempre ben distanti dal dominio di resistenza.

La Figura 21.a mostra un confronto tra l'andamento temporale degli spostamenti orizzontali della base della spalla calcolato nelle analisi dinamiche e quello ottenuto con il modello dinamico a un grado di libertà. La Figura 21.b mostra invece il diagramma di mobilitazione della curva di capacità del modello a un grado di libertà. Anche in questo caso l'accordo tra i risultati della procedura semplificata e dell'analisi numerica dinamica appare soddisfacente. Congruentemente con le osservazioni precedenti, la mobilitazione della curva di capacità (Fig. 21.b) mostra che in questo caso l'azione sismica non induce in alcun istante il raggiungimento delle condizioni critiche per l'opera. Quindi per questo caso il metodo degli spostamenti di Newmark (1965), basato su un comportamento rigido-perfettamente plastico, fornirebbe spostamenti nulli. Il modello semplificato a un grado di libertà riesce invece a simulare la risposta dinamica di questo sistema, grazie alla corretta descrizione della curva di primo carico, che è di tipo non lineare per la progressiva plasticizzazione del terreno e delle sezioni di testa dei pali, e per effetto della legge di scarico e ricarico adoperata.

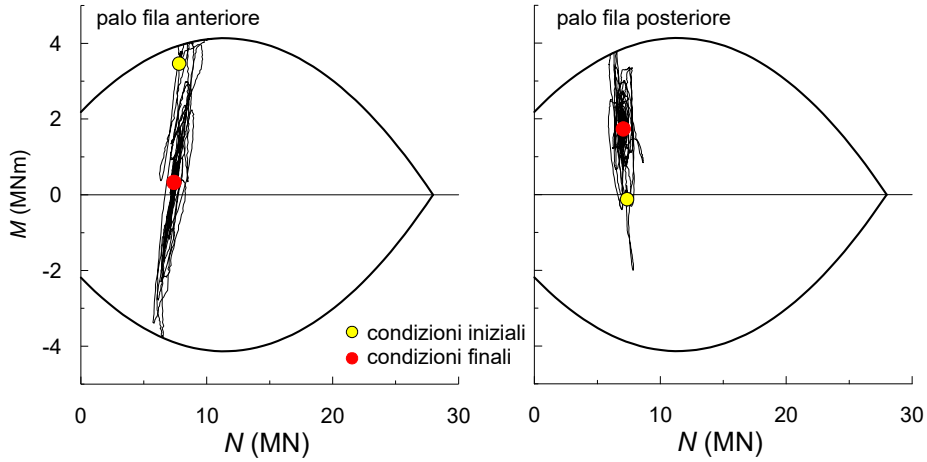



Figura 20. Percorsi delle sollecitazioni alla testa dei pali di fondazione nel corso dell'evento sismico (Mingrone 2018).

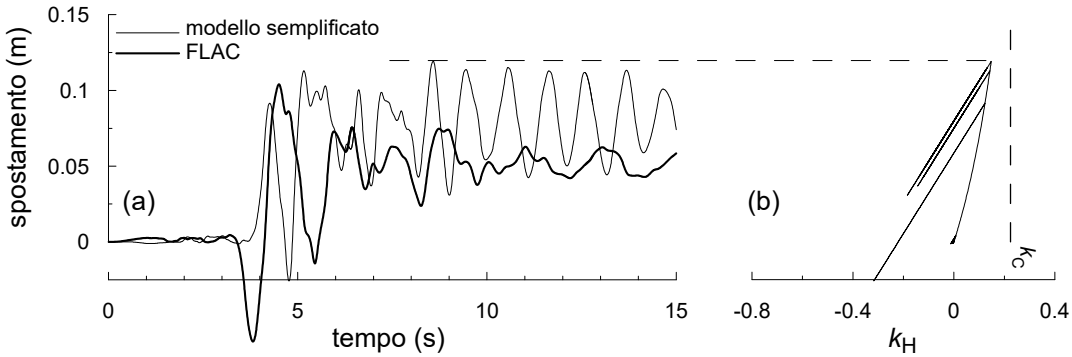



Figura 21. Spalla su pali: risultati forniti dal modello semplificato a un grado di libertà (Mingrone 2018)

## 4. CONCLUSIONI

In questa nota è stato illustrato un approccio semplificato e innovativo per la progettazione sismica delle opere di sostegno. Esso si basa sulla previsione degli spostamenti indotti dall'azione sismica attraverso una procedura disaccoppiata, nella quale le azioni sismiche sono ricavate dai risultati di un'analisi di risposta sismica monodimensionale e gli spostamenti sono calcolati adoperando un modello dinamico a un singolo grado di libertà, calibrato sulla risposta statica non lineare dell'opera. Inoltre, la procedura prevede che gli elementi non duttili del sistema, che tipicamente coincidono con le membrature strutturali, debbano essere protette attraverso uno specifico criterio di gerarchia delle resistenze, secondo il quale le massime sollecitazioni negli elementi non duttili vanno calcolate in corrispondenza delle condizioni critiche, cioè assumendo una completa mobilitazione della resistenza del sistema all'azione sismica.

L'intero approccio di basa sul calcolo del coefficiente sismico critico dell'opera, che descrive con grande efficacia e sintesi la resistenza del sistema alle azioni sismiche. Esso può essere valutato, oltre che con analisi numeriche di tipo statico, anche utilizzando le sole equazioni di

equilibrio congiuntamente alle soluzioni dell'analisi limite, come si è visto nei paragrafi precedenti, ottenendo risultati molto accurati.

Nel progetto di opere di sostegno per le quali si ammettano spostamenti permanenti al termine dell'azione sismica, la procedura assume un carattere sufficientemente generale, mostrando una buona accuratezza nella previsione delle prestazioni. Naturalmente, poiché il metodo deriva le azioni sismiche da un'analisi di tipo monodimensionale, esso incontra dei limiti nei casi in cui il sistema esaminato mostri importanti effetti bidimensionali di amplificazione del moto. Anche in questi casi tuttavia la procedura sembra in grado di cogliere correttamente almeno l'ordine di grandezza degli spostamenti (per esempio per il caso di coppie di paratie in Figura 5), probabilmente perché nel corso del sisma la mobilitazione dei diversi meccanismi plastici, localizzati in prossimità delle opere, tende ad attenuare i suddetti fenomeni bidimensionali

Nella fase attuale dello studio gli strumenti applicativi della procedura delineata in questo lavoro si trovano in uno stato embrionale: il metodo può essere applicato utilizzando una combinazione di semplici programmi di calcolo, elaborazioni manuali svolte con l'ausilio di fogli elettronici e in alcuni casi delle valutazioni di carattere semi-empirico. Ai fini dell'uso del metodo nella pratica, va comunque sottolineato che gli elementi essenziali della procedura sono certamente alla portata del progettista: le analisi di risposta sismica locale in condizioni monodimensionali stanno rapidamente entrando nella pratica professionale; la curva di capacità può essere stimata con metodi e assunzioni anche molto semplici (§3); il calcolo degli spostamenti prevede l'integrazione nel tempo di un sistema non lineare a un singolo grado di libertà, che può essere programmata autonomamente oppure ottenuta da un codice di analisi dinamica strutturale.

Inoltre il metodo per la sua relativa semplicità si presta bene allo svolgimento di studi parametrici, che leghino gli spostamenti al coefficiente sismico critico dell'opera e ad alcuni parametri del moto. Una volta sviluppati, questi studi parametrici potranno aggiornare e integrare le indicazioni pratiche contenute negli attuali testi normativi.

## BIBLIOGRAFIA

Becci, R. e Nova, R. (1987). "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie." *Rivista Italiana di Geotecnica*, 21, 1, 33-46.

Bruni, L. (2018). *Previsione degli spostamenti di muri di sostegno a gravità indotti da eventi sismici.* Tesi di laurea magistrale, Sapienza Università di Roma.

Callisto, L. (2010). "A factored strength approach for the limit states design of geotechnical structures." *Canadian Geotechnical Journal* 47, No. 9,1011-1023.

Callisto, L. (2011). "Diaframmi a sostegno di scavi profondi in terreni a grana fine". In *Opere di Sostegno e di Stabilizzazione dei Pendii*, XXIII Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, Pàtron Editore, Bologna.

Callisto, L. (2014). "Capacity design of embedded retaining structures." *Géotechnique* 64, No. 3, 204-214.

Callisto, L. and Rampello, S. (2013). "Capacity Design of Retaining Structures and Bridge Abutments with Deep Foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 139(7), 1086-1095.

Callisto, L., and Soccodato, F.M. (2010). "Seismic design of flexible cantilevered retaining walls". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 136(2):344-354.

Callisto, L. e Aversa, S. (2008). "Dimensionamento di opere di sostegno soggette ad azioni sismiche". In *Opere geotecniche in condizioni sismiche*. XII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce. Pàtron Editore, Bologna,273-308.

Chang, M. F. (1981). *Static and seismic lateral earth pressures on rigid retaining structures.* Ph.D. Thesis, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.

Chen, W. F. and Liu, X. L. (1990). *Limit analysis in soil mechanics*. Developments in Geotechnical Engineering 52. Elsevier Science Pub., Amsterdam.

Del Brocco, I. e Callisto, L. (2017). "Dimensionamento di paratie ancorate soggette a eventi sismici intensi." In: Atti XXIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Roma 2017.

EN 1998-5. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.

Evangelista A. e Fenelli G.B. (1986). "Analisi non lineare di paratie." *Atti della riunione annuale dei ricercatori del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica* – Attività di ricerca nell'anno 1985-86.

Gallese D. (2018). *Calcolo degli spostamenti permanenti indotti da eventi sismici nelle opere di sostegno*. Tesi di laurea magistrale, Sapienza Università di Roma.

Lancellotta, R., (2007). "Lower-bound approach for seismic passive earth resistance." *Géotechnique,* 57 (3): 319-321.

Lorusso, C. (2017). *Previsione degli spostamenti indotti da azioni sismiche su opere di sostegno flessibili.* Tesi di laurea magistrale, Sapienza Università di Roma.

Mingrone, C. (2018) *Studio del comportamento sismico di fondazioni profonde*. Tesi di laurea magistrale, Sapienza Università di Roma.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). *Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*. Decreto Ministeriale 17.1.2018. S.O. n. 42 alla G.U. del 20.2.2018.

Newmark, N.M. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments. Fifth Rankine lecture." *Géotechnique* 15(2): 139–193.

Rampello S., Callisto L. e Masini L. (2011). "Spinta delle terre sulle strutture di sostegno." In *Opere di Sostegno e di Stabilizzazione dei Pendii*, XXIII Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, Pàtron Editore, Bologna.

Richards R. and Elms, D.G. (1979). "Seismic behavior of gravity retaining walls." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105 (GT4): 449-464.

Schnabel. P.B., Lysmer, J, and Seed, H.B. (1972). *SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites.* Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B. and Martin, G.R. (1966). "The seismic coefficient in earth dam design." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 92 (3),25–58.

# Vulnerabilità sismica di edifici fondati su pali: importanza dell'interazione fondazione-terreno-struttura

Luca De Sanctis, Maria Iovino, Raffaele Di Laora

# Vulnerabilità sismica di edifici fondati su pali: importanza dell'interazione fondazione-terreno-struttura

Luca de Sanctis e Maria Iovino
*Dipartimento di Ingegneria, Università di Napoli Parthenope, Napoli, Italy*
Raffaele Di Laora
*Dipartimento Ingegneria Civile Ambientale Edilizia, Università dalla Campania Luigi Vanvitelli, Aversa (Ce), Italy*

## SOMMARIO

In questo articolo si affronta il problema dell'interazione terreno-fondazione-struttura per edifici fondati su pali, mediante l'analisi comparativa fra la domanda sismica del sistema a base fissa e quella del sistema a base deformabile. Le analisi di interazione fra edificio e fondazione su pali sono svolte in modo semplificato, con la forma estesa del metodo di Maravas *et al*. (2014), in cui il sistema completo viene idealizzato mediante uno SDOF su base deformabile con proprietà che variano in modo continuo con la frequenza di eccitazione. Il passaggio cruciale è la valutazione dell'impedenza dinamica delle fondazioni. L'approccio suggerito può essere applicato in modo efficace ai fini di una valutazione approssimata degli effetti di SSI per edifici su pali, ad esempio nell'ambito di analisi di vulnerabilità sismica di primo livello di aggregati urbani di edifici. Oppure, con riferimento al singolo caso, per stabilire a-priori la rilevanza dell'interazione fra edificio e fondazione, valutando così l'opportunità di includere gli effetti di interazione nell'analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio nel modo più indicato. Nell'articolo si illustra quindi un'applicazione del procedimento anzidetto al caso di un edificio in cemento armato di 9 piani con sistema sismo-resistente telaio-setti, per due sottosuoli reali, con diversi modelli dello stesso edificio, in cui si tiene conto in vario modo del comportamento dei pannelli murari sulle pareti perimetrali. Le analisi sono svolte per un numero molto rilevante di accelerogrammi (400 per ogni modello di edificio), nella logica del metodo a strisce multiple. Viene infine suggerito un criterio molto semplice per tenere conto degli effetti di interazione nell'ambito della classica analisi modale con spettro di risposta. I risultati ottenuti mostrano che l'interazione fra edificio e fondazione su pali conduce ad una rilevante riduzione della domanda sismica per il sottosuolo con proprietà scadenti, e cioè proprio nel caso in cui si ricorre solitamente ad una fondazione su pali per evitare la rottura per carico limite della fondazione diretta o per ridurre il cedimento della fondazione.

## 1. INTRODUZIONE

L'analisi di vulnerabilità sismica di una struttura viene convenzionalmente svolta nell'ipotesi di base fissa, senza cioè considerare la deformabilità e la capacità dissipativa del sistema fondazione-terreno, e, nel caso delle fondazioni su pali, applicando direttamente il moto di *free-field* al livello della fondazione, trascurando quindi la modifica del campo di moto dovuta all'interazione cinematica.

L'approccio convenzionale, in altre parole, presuppone che l'interazione dinamica comporti un beneficio in termini di riduzione della domanda sismica generalmente molto modesto, o comunque tale da non giustificare l'adozione di approcci più complicati. Gli studi di letteratura sull'argomento mostrano tuttavia come la risposta sismica sia invece molto influenzata dall'interazione fra le tre componenti (Gazetas 1984; Makris *et al*. 1996). L'approccio convenzionale è dunque fortemente in contrasto con l'esigenza di impegnare nel modo più razionale possibile le risorse destinate alla mitigazione del rischio sismico.
I problemi di interazione terreno-struttura (SSI) degli edifici su pali possono essere esaminati con approcci caratterizzati da livelli di complessità anche molto variabili. In una scala con grado di difficoltà decrescente, il primo approccio è rappresentato dal cosiddetto 'metodo diretto', e cioè dall'analisi completa del sistema a tre componenti, in cui la risposta sismica dell'edificio viene esaminata nel dominio del tempo mediante l'impiego di modelli costitutivi *ad hoc* per il terreno e per gli elementi strutturali. In letteratura ci sono alcune interessanti applicazioni a problemi del genere (ad esempio: Curras *et al*., 2001; Callisto *et al*., 2013, Karapetrou *et al*., 2015); si tratta tuttavia di un approccio limitato a scopi di ricerca, essenzialmente per le difficoltà intrinseche di modellazione ed analisi del sistema completo. Il secondo livello di complessità è rappresentato dalla teoria del macro-elemento (*Non Linear Macroelement Model, NLME*), in cui il terreno e la fondazione sono rappresentati da un singolo macro-elemento (o, nel caso di fondazioni isolate, da un sistema di macro-elementi), in grado di descrivere a livello della fondazione l'evoluzione in campo non lineare di forze e spostamenti generalizzati per qualunque combinazione di azioni, e quindi di prevedere le deformazioni permanenti della fondazione in termini di cedimenti, spostamenti orizzontali e rotazioni. Rispetto al metodo diretto, la strategia di analisi basata sul macro-elemento è molto più efficiente dal punto di vista computazionale. Il primo contributo sul macro-elemento per le fondazioni dirette fu pubblicato da Nova & Montrasio (1991); da allora, sempre per le fondazioni dirette, sono state proposte numerose formulazioni via via più avanzate (Butterfield & Gottardi, 1994; Houlsby & Cassidy, 2002; Salciarini & Tamagnini, 2009; Grange *et al*., 2009, Figini *et al*., 2012; Pisanò *et al*., 2014). Nel caso delle fondazioni su pali i contributi sul macro-elemento sono tuttavia molti di meno, e perlopiù limitati al caso del palo isolato (Rah & Taciroglu, 2007; Pender *et al*., 2012; Li *et al*., 2016).
Un approccio molto diffuso, caratterizzato da un livello di complessità intermedio, è rappresentato infine dal metodo delle sottostrutture, o della decomposizione in effetti di interazione cinematica e inerziale (Kausel *et al*., 1978), nel quale si può tenere conto in modo ragionevole degli effetti di interazione dinamica tra terreno, fondazione e struttura. Si articola in tre fasi: a) valutazione del moto sismico a livello della fondazione (FIM = *Foundation Input Motion*); b) definizione delle funzioni di impedenza dinamica associate ai modi di vibrare della fondazione 'orizzontale', 'rotazionale' e 'roto-traslazionale' (rigidezza complessa della fondazione); c) analisi inerziale della sovrastruttura fondata sui vincoli visco-elastici definiti al punto b) ed eccitata con il moto sismico al punto a). Il metodo presuppone lo svolgimento di analisi nel dominio delle frequenze ed è dunque basato sull'ipotesi di linearità del comportamento sia del terreno che della struttura. Esso può essere applicato anche nel domino del tempo, tenendo dunque conto del comportamento non lineare della struttura, mediante l'impiego dei modelli a parametri concentrati o LPMs (*Lumped Parameter Models*) (Wolf, 1985), che prevedono l'aggiunta di masse fittizie in fondazione opportunamente calibrate in modo da riprodurre correttamente la dipendenza della rigidezza complessa della fondazione dalla frequenza di eccitazione. Questa strategia è stata applicata ad esempio da Ciampoli & Pinto (1995) per esaminare la risposta sismica di pile da ponte e da Carbonari *et al*. (2012) per un edificio in cemento armato a struttura mista telaio-pareti con

plasticità concentrate. Si tratta certamente della modalità di applicazione più 'evoluta' del metodo delle sottostrutture. Un'alternativa meno complicata è quella dell'analisi dinamica non lineare con valore costante della rigidezza complessa (sistema costituito da un molla e da uno smorzatore in parallelo), che può essere riferito opportunamente alla frequenza fondamentale del sistema a base deformabile. Al contrario dell'approccio basato sulla teoria del macroelemento, il metodo delle sottostrutture, anche nella sua variante con gli LPMs, è intrinsecamente incapace di prevedere accumuli di deformazione in fondazione.
Prima ancora di definire la strategia di analisi del sistema a base deformabile, viene da chiedersi se – con riferimento allo specifico problema in esame – sia veramente indispensabile tenere conto degli effetti di SSI. Secondo l'Eurocodice EN-1998-5 (CEN 250, 2003) '*per la maggioranza degli edifici comuni, gli effetti di SSI tendono ad essere benefici, perché riducono le caratteristiche della sollecitazione nelle membrature dell'edificio. Fanno eccezione le strutture snelle su fondazioni profonde, come le ciminiere, i silos, le pile da ponte, gli edifici molto snelli, per le quali gli effetti di SSI potrebbero essere sfavorevoli*'. Per la maggioranza degli edifici comuni, dunque, l'importanza degli effetti di SSI non potrà che essere appurata *a-posteriori*, mediante l'analisi comparativa fra edificio a base fissa e a base deformabile. Perciò, in molti casi c'è il rischio fondato che lo sforzo compiuto per includere nell'analisi dinamica gli effetti di SSI si dimostri poi del tutto inutile. Ha dunque molta importanza la messa a punto di un 'criterio di screening' che permetta di individuare *a-priori* e in modo speditivo i casi in cui gli effetti di SSI sono potenzialmente rilevanti. Del resto, in alcune circostanze una valutazione speditiva degli effetti di SSI è più che sufficiente, come nel caso dell'analisi di vulnerabilità sismica di primo livello di un aggregato urbano di edifici o di una popolazione di edifici omogenei per destinazione d'uso.
L'approccio metodologico che viene qui suggerito per gli edifici fondati su pali è basato sul concetto di 'oscillatore semplice equivalente'. Una volta stabilita la rilevanza degli effetti di SSI con il metodo dello SDOF equivalente, si dovrà poi definire nel modo più appropriato il grado di complessità dell'analisi di interazione inerziale, tenendo conto dell'importanza dell'opera, dell'adeguatezza del modello geotecnico del sottosuolo e, nel caso di edifici esistenti, del fattore di confidenza (o livello di conoscenza) del sistema strutturale sismo-resistente. Inoltre, come vedremo, l'approccio dell'oscillatore semplice equivalente può essere applicato utilmente anche nella classica analisi dinamica modale con spettro di risposta ai fini di una previsione approssimata degli effetti di SSI.

## 2. L'OSCILLATORE SEMPLICE EQUIVALENTE

*Generalità*

La risposta dinamica di un edificio fondato su un gruppo di pali immersi in un sottosuolo deformabile può essere molto diversa da quella dello stesso edificio, sottoposto alla medesima eccitazione, con sistema 'fondazione su pali-terreno' infinitamente rigido. I fattori responsabili di questa diversità di comportamento sono essenzialmente due: (a) la deformabilità del sistema fondazione terreno; (b) l'energia dissipata per radiazione e per smorzamento isteretico nel sottosuolo associata ai modi di vibrare della fondazione.
La Figura 1 mostra un oscillatore semplice poggiato su un sistema 'fondazione-terreno' deformabile, la cui rigidezza complessa è definita da due molle ($K_x$ e $K_\theta$) associate ai modi di vibrare traslazionale e rotazionale e da due smorzatori ($c_x$ e $c_\theta$) collegati in parallelo alle molle. Questo semplice modello può essere considerato rappresentativo di un edificio ad un solo piano o, più in generale, di un edificio multi-piano dominato dal primo modo di vibrare. In quest'ultimo caso, $h$ rappresenta la distanza dalla base del centroide delle forze inerziali

associate al modo di vibrare fondamentale. L'oscillatore a base fissa che ha la stessa risposta del sistema deformabile in termini di spostamento relativo massimo viene definito in letteratura 'oscillatore equivalente'.

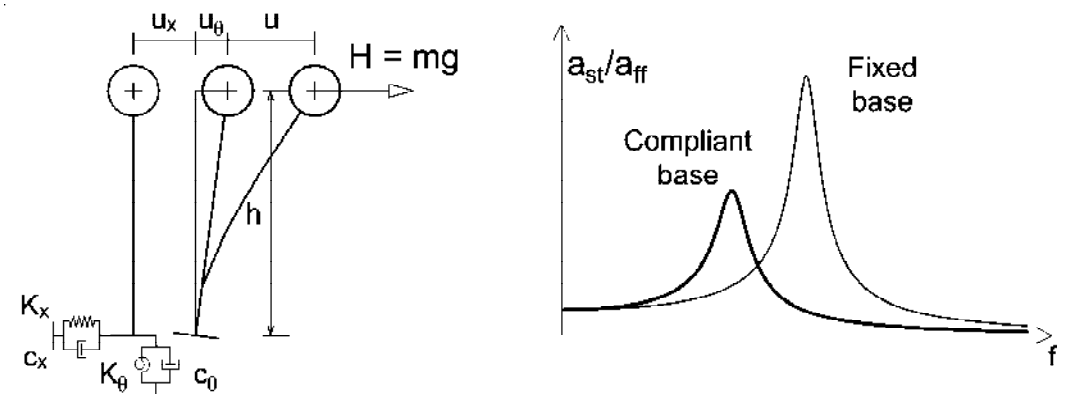



Figura 1. Funzione di trasferimento per l'oscillatore semplice equivalente.

La funzione di trasferimento dell'oscillatore semplice, come è noto, si può esprimere in modo molto conveniente nella forma complessa:

$$H(\omega) = \frac{1}{k - m\omega^2 + i\omega c} = \frac{1}{k_c - m\omega^2} \tag{1}$$

in cui $i$ è l'unità immaginaria, $m$ la massa dello SDOF, $k$ la rigidezza della SDOF e $c$ il coefficiente di smorzamento viscoso. La parte immaginaria a denominatore, che contiene il coefficiente di smorzamento viscoso, è responsabile dello sfasamento, e cioè della differenza di fase fra eccitazione armonica e risposta dello SDOF. Analogamente, la funzione di trasferimento del sistema equivalente è:

$$\tilde{H}(\omega) = \frac{1}{\tilde{k} - m\omega^2 + i\omega\tilde{c}} = \frac{1}{\tilde{k}_c - m\omega^2} \tag{2}$$

in cui $(\tilde{k}, \tilde{c})$ sono le proprietà del sistema equivalente. Si tratta nuovamente di una funzione complessa, in cui stavolta il termine responsabile dello sfasamento fra eccitazione e risposta tiene conto della capacità dissipativa della fondazione. Inoltre, in generale, le proprietà del sistema equivalente $(\tilde{k}, \tilde{c})$ dipendono dalla frequenza. Sempre in Figura 1 è rappresentata la funzione di amplificazione fra accelerazione di *free-field* e accelerazione della massa strutturale, sia per l'oscillatore a base fissa sia per quello equivalente. Come si può vedere, la fondazione si comporta come un dispositivo di filtro passa-basso. La frequenza fondamentale del sistema a base deformabile si riduce; inoltre, l'energia dissipata dalla fondazione conduce di solito ad un incremento del rapporto di smorzamento, sicché la massima accelerazione del sistema equivalente è in genere più piccola di quella del sistema a base fissa.
L'edificio a base deformabile può essere rappresentato in modo più conveniente mediante il modello in Figura 2, in cui $K_f$ e $c_f$ sono le proprietà della fondazione. In altre parole, la fondazione è equivalente ad una 'molla' di rigidezza $K_f$ collegata in 'serie' a quella di rigidezza $k$ e ad uno smorzatore con costante $c_f$ collegato invece in 'parallelo' a quello rappresentativo dell'energia dissipata dall'edificio, sicché:

$$\frac{1}{\tilde{k}} = \frac{1}{K_f} + \frac{1}{k}$$
$$\tilde{c} = c' + c_f \tag{3}$$

Si noti che il contributo della struttura alla capacità dissipativa del sistema a base deformabile non è c (coefficiente di smorzamento viscoso della struttura a base fissa), ma bensì c'.

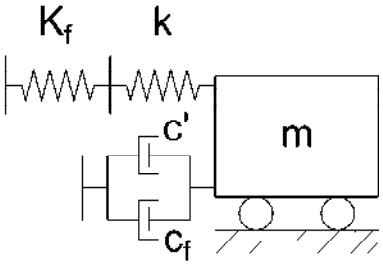



Figura 2. Rappresentazione schematica di uno SDOF su base deformabile

<u>*Modello di Veletsos e co-autori*</u>

Per un sistema SDOF su fondazione superficiale, il periodo fondamentale $\tilde{T}$ e lo smorzamento apparente $\tilde{\zeta}$ dell'oscillatore a base fissa equivalente si possono esprimere nel modo seguente (Veletsos & Meek, 1974; Veletsos & Nair, 1975):

$$\tilde{T} = T\sqrt{1 + \frac{k}{K_x} + \frac{kh^2}{K_\theta}} \tag{4}$$

$$\tilde{\zeta} = \zeta_0 + \left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^{-3} \zeta \tag{5}$$

in cui $T$ è il periodo fondamentale del sistema a base fissa, $k$ la rigidezza dello SDOF a base fissa, $h$ l'altezza del centroide delle forze di inerzia dell'edificio rispetto all'intradosso della fondazione, $K_x$ la rigidezza traslazionale della fondazione, $K_\theta$ la rigidezza rotazionale, $\zeta$ lo smorzamento strutturale, $\zeta_0$ il contributo della fondazione allo smorzamento del sistema equivalente, dovuto all'energia dissipata per radiazione e per smorzamento isteretico. Dalla (4) si ricava che il periodo del sistema equivalente è sempre maggiore del periodo di oscillazione del sistema a base fissa. Dalla (5), proprio perché $\tilde{T}/T$ è maggiore dell'unità, si ricava invece che l'interazione riduce il contributo dovuto alla capacità dissipativa della struttura a base fissa. Tale riduzione, tuttavia, viene solitamente compensata dall'incremento di smorzamento apparente dovuto alla fondazione. In funzione del rapporto fra i due periodi, lo smorzamento del sistema a base deformabile può essere minore o maggiore dello smorzamento della sola struttura.

L'espressione del contributo della fondazione $\zeta_0$ allo smorzamento apparente suggerita da Veletsos a co-autori è tuttavia applicabile soltanto al caso di fondazione superficiale su semispazio elastico, e non è dunque adatta al caso delle fondazioni su pali in terreno stratificato.

<u>*Metodo di Maravas et al. (2014)*</u>

Maravas *et al*. (2014) hanno suggerito una soluzione in forma chiusa che ha validità generale, nel senso che può essere applicata ad uno SDOF fondato su molle e smorzatori qualsivoglia con proprietà che dipendono dalla frequenza.
In generale lo spostamento del sistema a base deformabile si può esprimere come somma di tre contributi:

$$\tilde{u} = u_{\mathrm{x}} + u_{\theta} + u \tag{6}$$

dove il significato dei termini ($u_{\mathrm{x}}$, $u_{\theta}$, $u$) è chiarito in Figura 1.
Dalla (6) si ricava la relazione fra la rigidezza del sistema equivalente e le rigidezze della fondazione:

$$\frac{1}{\tilde{k}_c} = \frac{1}{K_{\mathrm{cx}}} + \frac{h^2}{K_{\mathrm{c}\theta}} + \frac{1}{k_c} \tag{7}$$

Nella generalità dei casi, i termini a denominatore nell'eq. (7) sono rigidezze complesse, per cui si può scrivere

$$K_{\mathrm{cj}} = K_{\mathrm{j}}\left(1 + 2i\zeta_{\mathrm{j}}\right) \tag{8}$$

dove $j$ è il generico grado di libertà, $K_{\mathrm{j}}$ la rigidezza dinamica (o parte reale della rigidezza complessa) e $\zeta_{\mathrm{j}}$ il rapporto di smorzamento associato al modo di vibrare $j$. Sostituendo nella (7) e moltiplicando numeratore e denominatore per il coniugato del numero complesso a denominatore si ricava:

$$\frac{m\left(1-2i\tilde{\zeta}\right)}{\tilde{k}\left(1+4\tilde{\zeta}^2\right)} = \frac{m\left(1-2i\tilde{\zeta}_x\right)}{K_x\left(1+4\zeta_x^2\right)} + \frac{mh^2\left(1-2i\tilde{\zeta}_\theta\right)}{K_\theta\left(1+4\zeta_\theta^2\right)} + \frac{m\left(1-2i\zeta\right)}{k\left(1+4\zeta^2\right)} \tag{9}$$

Siccome a denominatore il termine contenente lo smorzamento è trascurabile rispetto all'unità, la (9) si può scrivere nella forma :

$$\frac{1-2i\tilde{\zeta}}{\tilde{\omega}^2} = \frac{1-2i\zeta_{\mathrm{x}}}{\tilde{\omega}_x^2} + \frac{1-2i\zeta_{\theta}}{\tilde{\omega}_\theta^2} + \frac{1-2i\zeta}{\omega^2} \tag{10}$$

nella quale

$$\tilde{\omega}_x = \sqrt{\frac{K_{\mathrm{x}}}{m}},\ \tilde{\omega}_\theta = \sqrt{\frac{K_\theta}{m}} \tag{11}$$

sono le frequenze naturali fittizie disaccoppiate dello SDOF associate alle oscillazioni di traslazione e di rotazione delle fondazione, mentre

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{12}$$

è la frequenza naturale del sistema a base fissa non smorzata. Si noti che le rigidezze della fondazione $K_{\mathrm{x}}$ e $K_{\theta}$ dipendono in genere dalla frequenza, e quindi le frequenze fittizie $\tilde{\omega}_x$, $\tilde{\omega}_\theta$ sono, a loro volta, dipendenti dalla frequenza di eccitazione.
Nelle equazioni (9) e (10), $\zeta_{\mathrm{x}}$ e $\zeta_{\theta}$ sono i rapporti di smorzamento della fondazione associati ai modi di vibrare lungo x e intorno ad y, rispettivamente, mentre $\zeta$ è il rapporto di smorzamento della struttura. La (10) è un equazione in campo complesso; in quanto tale, è soddisfatta se e soltanto se la parte reale e la parte immaginaria a primo membro sono uguali, rispettivamente, alla parte reale e alla parte immaginaria a secondo membro. Dunque la (12) corrisponde alle

due equazioni in campo reale (10):

$$\frac{1}{\tilde{\omega}^2}=\frac{1}{\tilde{\omega}_x^2}+\frac{1}{\tilde{\omega}_\theta^2}+\frac{1}{\omega^2}\rightarrow\tilde{k}=\left(\frac{1}{K_x}+\frac{h^2}{K_\theta}+\frac{1}{k}\right)^{-1} \tag{13}$$

$$\tilde{\zeta}=\frac{\tilde{k}}{K_x}\zeta_x+\frac{\tilde{k}h^2}{K_\theta}\zeta_\theta+\frac{\tilde{k}}{k}\zeta=\alpha_x\zeta_x+\alpha_\theta\zeta_\theta+\alpha\zeta \tag{14}$$

Lo smorzamento apparente è, in altre parole, una combinazione lineare dei rapporti di smorzamento corrispondenti alla struttura a base fissa, all'oscillazione traslazionale e all'oscillazione rotazionale della fondazione per i coefficienti $\alpha$, $\alpha_x$ a $\alpha_\theta$. La somma di questi tre coefficienti, come si desume facilmente dalla (13), è pari ad 1. Di conseguenza, se i rapporti $\zeta_x$ a $\zeta_\theta$ sono uguali a $\zeta$, lo smorzamento apparente è uguale a quello dello struttura. Inoltre, nel caso in cui il sistema fondazione terreno sia dotato di rigidezza molto elevata rispetto alla struttura, il contributo della fondazione allo smorzamento apparente è trascurabile, e $\tilde{\zeta}$ è circa uguale a $\zeta$. Dunque, più che dalla rigidezza della fondazione, il contributo al damping apparente della fondazione dipende essenzialmente dal rapporto fra le rigidezze della struttura e della fondazione.

Poiché la rigidezza e i termini di smorzamento della fondazione dipendono dalla frequenza, è necessario ricorrere ad una procedura iterativa per ricavare le incognite $\tilde{\omega},\tilde{\zeta}$. Si risolve dapprima la (13), detta anche equazione della 'frequenza', partendo dai valori di $K_x$ e $K_\theta$ corrispondenti alla frequenza della struttura a base fissa; a questo punto si ricava il nuovo valore di $\tilde{\omega}_i^2$, si determinano le rigidezza $K_x$ e $K_\theta$ corrispondenti a $\tilde{\omega}_i$ e cosi via, fino a quando non si individua la cosiddetta frequenza di 'risonanza', e cioè quella per la quale il primo membro è uguale al secondo membro. In genere sono sufficienti due o tre iterazioni. Una volta individuata la soluzione della (13) si ricavano i rapporti di smorzamento della fondazione mediante le due espressioni:

$$\zeta_x=\frac{\mathrm{Im}\left[K_{cx}(\tilde{\omega})\right]}{2\mathrm{Re}\left[K_{cx}(\tilde{\omega})\right]},\zeta_\theta=\frac{\mathrm{Im}\left[K_{c\theta}(\tilde{\omega})\right]}{2\mathrm{Re}\left[K_{c\theta}(\tilde{\omega})\right]} \tag{15}$$

e quindi, finalmente, lo smorzamento apparente $\tilde{\zeta}$.

Si noti che il metodo di Maravas *et al*. (2014), di validità generale, richiede la valutazione preliminare delle funzioni di 'impedenza dinamica', e cioe delle leggi di variazione con la frequenza della 'parte reale' (o 'rigidezza dinamica') e della 'parte immaginaria' della rigidezza complessa della fondazione per ciascun grado di libertà.

<u>*Metodo di Zania (2014)*</u>

Zania (2014) ha messo a punto un metodo analitico per prevedere gli effetti di SSI, in cui, rigorosamente, si tiene conto anche dell'impedenza incrociata roto-traslazionale della fondazione. Il metodo, concepito per strutture snelle fondate su un sistema mono-palo di grande diametro, può essere considerato a tutti gli effetti un'estensione del metodo di Maravas *et al.* (2014). Se si trascura la rigidezza complessa incrociata, esso restituisce infatti le equazioni (13) e (14). In generale, un gruppo di pali collegati da una platea rigida sottoposto ad una forza orizzontale $H$ e ad un momento $M$ subisce uno spostamento orizzontale, $u_p$, e una rotazione, $\theta_p$, tali che:

$$\begin{bmatrix} H \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{\mathrm{cx}} & K_{\mathrm{cx\theta}} \\ K_{\mathrm{c\theta x}} & K_{c\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{\mathrm{p}} \\ \theta_{\mathrm{p}} \end{bmatrix} \tag{16}$$

in cui $K_{cx\theta} = K_{c\theta x}$ è la rigidezza complessa roto-traslazionale. In termini di modulo, la rigidezza incrociata è dello stesso ordine di grandezza della rigidezza traslazionale. Nel caso di fondazione costituita da un mono-palo di grande diametro, se si trascura la rigidezza complessa incrociata si sovrastima la frequenza naturale del sistema a base deformabile e si sottostima il suo smorzamento apparente. La soluzione in forma chiusa del metodo di Zania è costituita da due espressioni notevolmente lunghe del *damping* apparente e del periodo equivalente, per le quali si rimanda all'articolo originale. Nel seguito, tale soluzione verrà applicata ai casi di studio esaminati per quantificare appunto l'influenza del termine incrociato.

## 3. APPROCCIO METODOLOGICO AI FINI DI UNA VALUTAZIONE APPROSSIMATA DEGLI EFFETTI DI SSI

### 3.1. Generalità

Ai fini della valutazione della rilevanza degli effetti di SSI si farà riferimento ad un modello di edificio di 9 piani in cemento armato ad uso residenziale regolare sia in altezza che in pianta (Figura 3). Si tratta dello stesso modello di edificio esaminato da Iervolino *et al.* (RINTC Workgroup, 2018) per le finalità del progetto Rischio Implicito, finanziato dal Dipartimento per la Protezione Civile. Nello specifico, il sistema resistente lungo le pareti laterali dell'edificio è del tipo misto telaio-setti. Le caratteristiche degli elementi strutturali sono state desunte dall'analisi dinamica modale con fattore di struttura 3, ipotizzando che l'edificio sia ubicato su sottosuolo di classe C, siti con diversa pericolosità sismica e assumendo un periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) di 475 anni (PGA(g) = 0,245). A titolo esemplificativo, nella Tabella 1 sono riassunte le dimensioni degli elementi strutturali nell'ipotesi in cui l'edificio sia situato a Napoli, e cioè in un sito di media sismicità.

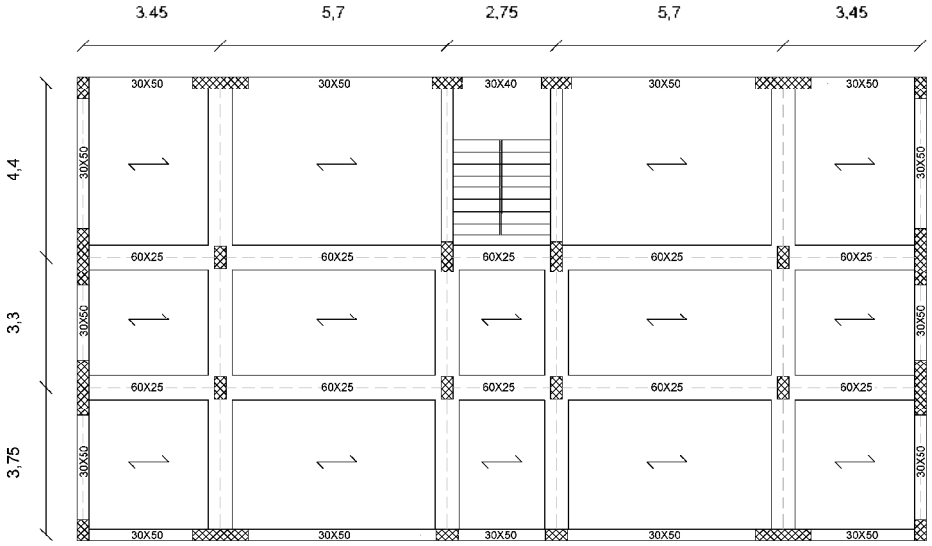



Figura 3. Schema statico dell'edificio di 9 piani

Tabella 1. Dimensioni degli elementi strutturali dell'edificio di 9 piani ubicato a Napoli.

| Livelli | Pareti (mm) | Pilastri (mm) | Pilastri corpo scala (mm) |
|---|---|---|---|
| 1-3 | 300x1700 | 300x600 | 300x750 |
| 4-6 | 300x1700 | 300x550 | 300x650 |
| 7-9 | 300x1700 | 300x500 | 300x600 |

In generale, soprattutto in Italia, si fa ricorso all'innesto di pannelli di muratura (tompagni) sulle pareti laterali. In molti casi, tali elementi sono assenti al primo livello, adibito solitamente ad uso commerciale. Nel seguito si farà pertanto riferimento alle tre diverse tipologie di edificio (figura 4):

1. *Bare Frame* (telaio 'nudo'), in cui si tiene conto dei pannelli perimetrali soltanto nei carichi da peso proprio, e non in termini di rigidezza e resistenza;
2. *Infill Frame* (con pannelli perimetrali), in cui i pannelli sono regolarmente distribuiti in pianta e in elevazione e contribuiscono alla rigidezza dell'edificio;
3. *Pilotis Frame*, in cui i pannelli sulle pareti laterali sono presenti ovunque ad eccezione del primo livello e contribuiscono alla rigidezza dell'edificio.

Ai fini delle analisi dinamiche di cui si dirà più avanti, i pannelli perimetrali sono stati assimilati a diagonali irrigidenti che funzionano soltanto come puntoni, utilizzando il modello costitutivo di Decanini *et al*. (2014).

Nella Tabella 2 sono riassunti i periodi e le masse partecipanti dei principali modi di vibrare per le tre tipologie di edificio, per i siti di riferimento di Napoli e L'Aquila. Siccome l'edificio ha una buona distribuzione periferica delle rigidezze, esso è torsionalmente poco deformabile, pertanto i modi di vibrare flessionali (lungo X e lungo Y) vengono sempre prima di quelli torsionali (primo modo lungo X, primo modo lungo Y, primo modo torsionale, e così via).

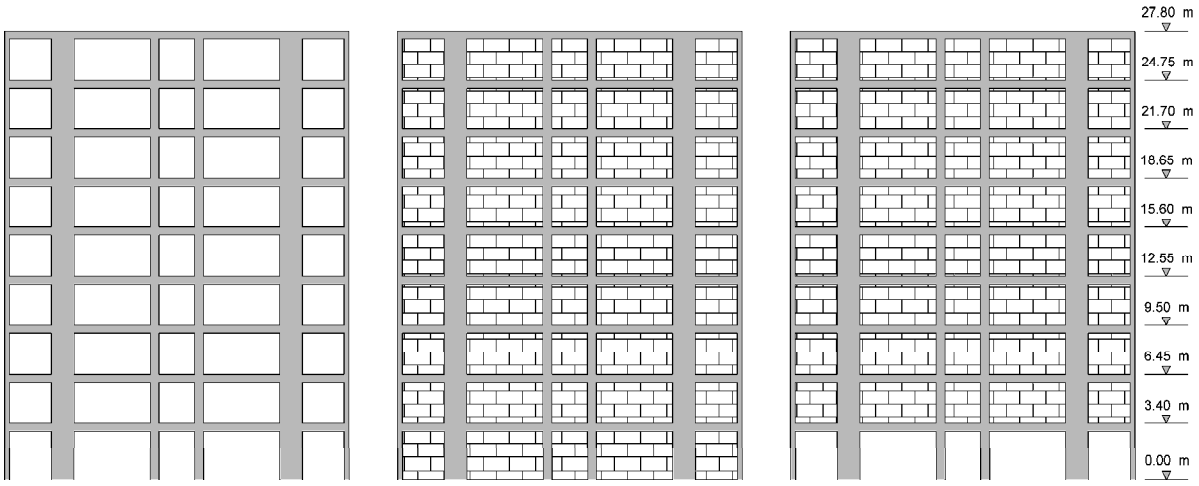



Figura 4. Modelli di edificio *Bare Frame* (BF), *Infilled Frame* (IF) e *Pilotis Frame* (PF)

## 3.2. Criteri di selezione dei segnali

L'analisi a 'strisce' multiple (MSA = *Multiple Stripes Analysis*) è un metodo di analisi dinamica non lineare in cui la risposta sismica viene valutata per un numero molto rilevante di segnali, scalati a livelli multipli di accelerazione spettrale. In tale approccio, i segnali vengono raggruppati in livelli ordinati in funzione dell'accelerazione spettrale di riferimento (o periodo

di ritorno dell'azione sismica), e per ognuno di essi si rappresenta la 'striscia' di valori della risposta strutturale, ad esempio lo spostamento massimo di interpiano, corrispondente ai diversi segnali appartenenti al livello considerato. L'algoritmo di selezione, o meglio di 'raggruppamento' dei segnali, è quello dello Spettro Condizionato, in cui le funzioni spettrali dei segnali (siano essi naturali o 'scalati') di un determinato livello sono 'condizionate' dal passaggio per il punto ($T_1$, $S_a$) dove $S_a$ è l'accelerazione spettrale di riferimento e $T_1$ il periodo di oscillazione fondamentale dell'edificio (figura 5). Un esempio di applicazione di analisi 'Multiple Stripes' è illustrato in figura 6 (Baker, 2013). Il metodo si presta molto bene ad una trattazione statistica dei risultati; ad esempio, per ogni livello di intensità del terremoto (IML = *Intensity Measure Level*), può essere determinata la mediana e la deviazione standard della risposta strutturale. Dall'insieme delle strisce si può valutare inoltre la curva di fragilità, che esprime per ogni IML (o accelerazione di riferimento $S_a(T_1)$ la probabilità di collasso, e cioè il rapporto fra il numero di casi in cui si è verificato il collasso e il numero di segnali considerato. Per ultimo, combinando la curva di fragilità con la pericolosità sismica del sito può essere determinato il tasso annuale di fallimento ($\lambda$). In altre parole, il metodo MSA è un approccio predittivo della vulnerabilità sismica di un edificio molto evoluto. Ci sembra pertanto molto opportuno che, per le finalità del presente lavoro di ricerca, la valutazione degli effetti di SSI sia condotta nel contesto più generale di tale metodologia di analisi piuttosto che con riferimento a un numero molto ridotto di accelerogrammi scalati, con media spettrocompatibile nell'intervallo di periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame, come espressamente consentito ad esempio dalle NTC 2018 per l'analisi dinamica con l'impiego di storie temporali del moto del terreno.

Tabella 2. Modi di vibrare e masse partecipanti per i modelli BF, IF e PF di edificio a 9 piani

| Napoli | | | | | L'Aquila | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Modello** | **Modo** | **T (s)** | **$m_x$ (%)** | **$m_y$ (%)** | **Modello** | **Modo** | **T (s)** | **$m_x$ (%)** | **$m_y$ (%)** |
| BF | 1 | 1,665 | 77 | 0 | BF | 1 | 1,538 | 76 | 0 |
| | 2 | 1,433 | 0 | 78 | | 2 | 1,29 | 0 | 77 |
| | 3 | 1,109 | 0 | 0 | | 3 | 0,979 | 0 | 0 |
| | 4 | 0,519 | 11 | 0 | | 4 | 0,464 | 12 | 0 |
| | 5 | 0,45 | 0 | 11 | | 5 | 0,395 | 0 | 12 |
| | 6 | 0,347 | 0 | 0 | | 6 | 0,298 | 0 | 0 |
| | 7 | 0,274 | 4 | 0 | | 7 | 0,236 | 5 | 0 |
| | 8 | 0,242 | 0 | 4 | | 8 | 0,207 | 0 | 4 |
| IF | 1 | 0,847 | 56 | 22 | IF | 1 | 0,863 | 75 | 1 |
| | 2 | 0,834 | 22 | 55 | | 2 | 0,825 | 1 | 75 |
| | 3 | 0,54 | 0 | 0 | | 3 | 0,541 | 0 | 0 |
| | 4 | 0,281 | 0 | 13 | | 4 | 0,276 | 12 | 0 |
| | 5 | 0,274 | 13 | 0 | | 5 | 0,271 | 0 | 13 |
| | 6 | 0,185 | 0 | 0 | | 6 | 0,181 | 0 | 0 |
| | 7 | 0,159 | 0 | 4 | | 7 | 0,152 | 1 | 3 |
| | 8 | 0,154 | 4 | 0 | | 8 | 0,151 | 4 | 1 |
| PF | 1 | 0,907 | 74 | 9 | PF | 1 | 0,902 | 79 | 1 |
| | 2 | 0,888 | 9 | 73 | | 2 | 0,858 | 1 | 78 |
| | 3 | 0,589 | 0 | 0 | | 3 | 0,571 | 0 | 0 |
| | 4 | 0,304 | 0 | 12 | | 4 | 0,292 | 12 | 0 |
| | 5 | 0,299 | 12 | 0 | | 5 | 0,285 | 0 | 13 |
| | 6 | 0,202 | 0 | 0 | | 6 | 0,192 | 0 | 0 |
| | 7 | 0,168 | 0 | 3 | | 7 | 0,159 | 3 | 0 |
| | 8 | 0,165 | 3 | 0 | | 8 | 0,157 | 0 | 3 |

I segnali sono stati selezionati dal database ITACA (http://itaca.mi.ingv.it), che contiene

registrazioni di terremoti che si sono verificati in Italia, e dal database NGAwest2 (http://ngawest2.berkeley.edu), che comprende invece registrazioni di terremoti avvenuti in ogni parte del mondo. Sono stati considerati 10 livelli di intensità sismica, ognuno dei quali costituito da 20 segnali in direzione X e 20 segnali in direzione Y (Tabella 3). Tenendo conto che sono stati considerati due siti con diversa pericolosità sismica (Napoli, L'Aquila) e tre modelli strutturali di edificio (BF, IF, PF), sono state svolte complessivamente 2x40x10x3x2 = 4800 analisi, di cui 2400 nell'ipotesi di edificio a base fissa e altrettante considerando gli effetti di SSI. In tutti i casi sono state considerate registrazioni effettuate su affioramento rigido (sottosuolo di classe A).

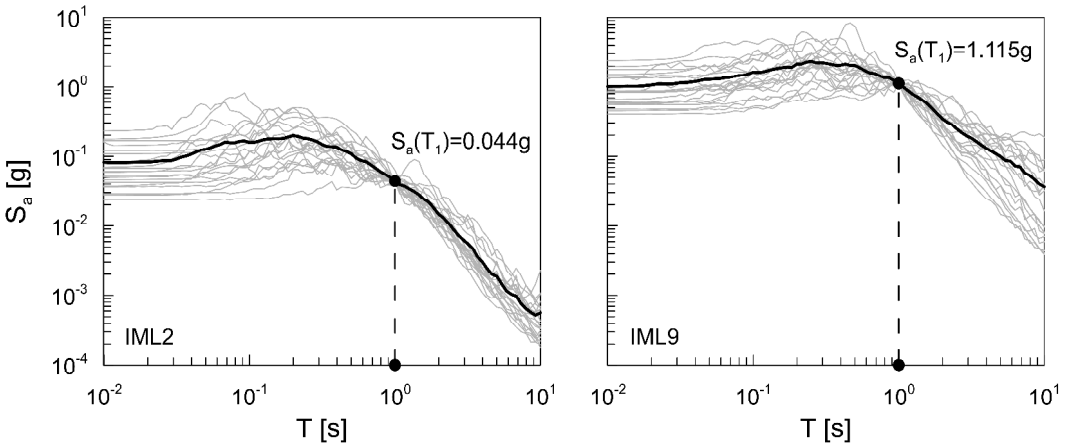



Figura 5. Criterio dello Spettro Condizionato

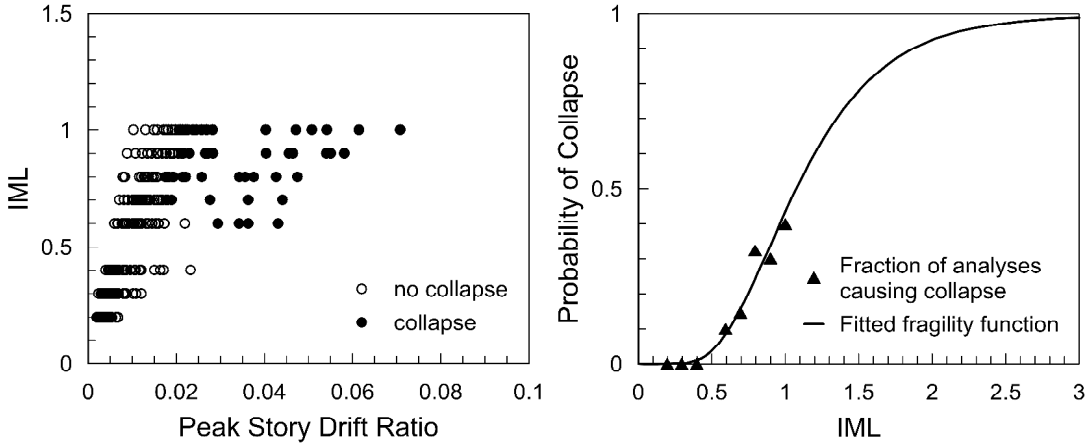



Figura 6. Risultati di un analisi 'Multiple Stripes' (modificato da Baker, 2013)

Tabella 3. Livelli di intensità del terremoto

| Intensity Measure Level (IML) | Periodo di ritorno (anni) |
|---|---|
| 1 | 10 |
| 2 | 50 |
| 3 | 100 |
| 4 | 250 |
| 5 | 500 |
| 6 | 1000 |
| 7 | 2500 |
| 8 | 5000 |
| 9 | 10000 |
| 10 | 100000 |

# 4. RILEVANZA DEGLI EFFETTI DI SSI

## 4.1. Edificio fondato su terreni piroclastici del napoletano

### 4.1.1. Costituzione del sottosuolo e proprietà dei terreni

Si ipotizza che l'edificio sia ubicato nel sottosuolo del Centro Direzionale di Napoli, nel sito del Nuovo Palazzo Giustizia. Il modello geotecnico di sottosuolo è stato ricostruito con ragionevole accuratezza sulla base di indagini in sito e di laboratorio eseguite sia per le finalità di uno studio di micro-zonazione sismica dell'area (Vinale, 1988) sia all'epoca di realizzazione della cittadella giudiziaria. Nella Figura 7 è riportata una sezione stratigrafica lungo la direttrice EW, con la rappresentazione dell'edificio. Muovendosi dalla superficie, il sottosuolo è costituito da terreno di riporto (R), ceneri vulcaniche (C) e sabbie limose di origine piroclastica (Ps), con alternanze di torbe (T) e sabbie alluvionali (S). Al di sotto di questa successione, la stratigrafia mostra una certa irregolarità per la presenza discontinua del Tufo Giallo Napoletano (TGN), localmente sostituito da pozzolana debolmente cementata (Pc). Il TGN è delimitato inferiormente da un alternanza di sabbie, ceneri e pozzolane molto addensate (A), fino a profondità indefinita. Il pelo libero della falda (GWT) è situato a 1 m dal piano campagna.

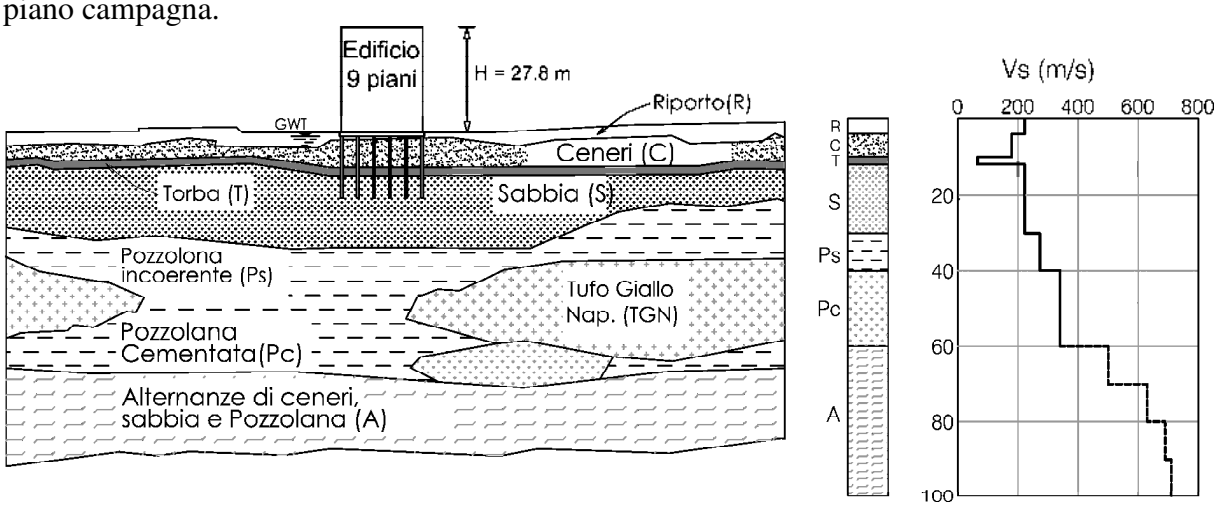



Figura 7. Costituzione del sottosuolo e profilo di velocità delle onde di taglio

Ai fini delle analisi RSL il sottosuolo è stato assimilato ad una successione di strati orizzontali come mostrato in Figura 7. Il profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio è stato desunto da prove *cross-hole* e *down-hole* fino a 60 m di profondità (linea continua) ed estrapolato fino a 100 m (linea tratteggiata) nelle alternanze (A) in base alla correlazione con la resistenza della prova CPT di Rippa & Vinale (1983). Secondo le NTC 2018, che assumono una classificazione molto simile a quella dell'Eurocodice 8 (CEN, 2003), il sottosuolo può essere classificato di classe C o D, in quanto la velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è uguale a 180 m/s.

Le curve di variazione del modulo di taglio normalizzato, $G/G_0$, e del rapporto di smorzamento, D, con la deformazione distorsionale $\gamma$ (Figura 8) sono state definite in base a prove di colonna risonante eseguite su campioni di ceneri e di pozzolane (Vinale, 1988) e in base a dati di letteratura per gli altri terreni. Il comportamento dinamico delle torbe è stato caratterizzato utilizzando i dati sperimentali di Wehling *et al.* (2003). I risultati di analisi preliminari svolte per altre finalità da Bilotta *et al.* (2013) mostrano come la funzione di

trasferimento del sottosuolo sia indipendente da qualunque ragionevole assunzione sulla variabilità di $V_s$ al di sotto dei 60 m. Perciò, nelle analisi RSL è stata ipotizzata la presenza di un *bedrock* visco-elastico con tetto alla profondità di 60 m, caratterizzato da $V_{sb}$ = 800 m/s e rapporto di smorzamento $D_b$ = 0,5%. Le analisi sono state svolte con il codice STRATA 1D, con approccio Lineare Equivalente (LE) applicando in tutti i casi i segnali nella modalità 'outcropping', e cioè sull'affioramento in superficie del *bedrock*.

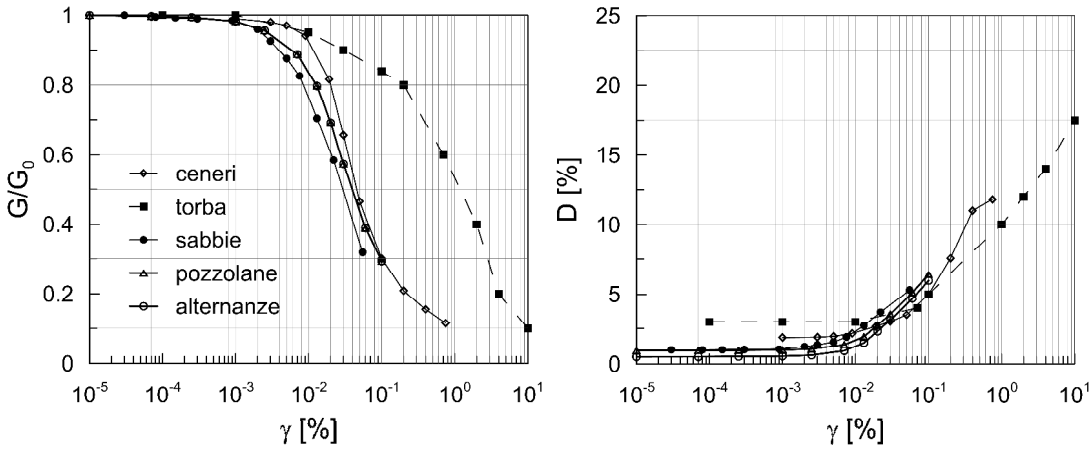



Figura 8. Modulo di rigidezza a taglio normalizzato (a) e rapporto di smorzamento (b) dei terreni

## 4.1.2. Analisi di Risposta Sismica Locale

La Figura 9 mostra i risultati delle analisi RSL per i livelli di intensità (IML) 2 e 9, caratterizzati da periodi di ritorno di 50 e 10000 anni, in termini di: tensione tangenziale massima, modulo di taglio mobilitato, rapporto di smorzamento mobilitato. I profili di $G/G_0$ e $D$ (%) mobilitati sono quelli compatibili con la deformazione distorsionale risultante, definita alla generica profondità coma somma vettoriale delle componenti mobilitate lungo X e lungo Y. Per IML 2, la tensione tangenziale massima è sempre inferiore all'intervallo di valori ($\tau_{lim1}$, $\tau_{lim2}$), corrispondenti agli estremi dei parametri di resistenza al taglio (c', φ') derivanti dalla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo. Se si considera il livello IML 9, tuttavia, la situazione è molto diversa, nel senso che per questo livello di intensità il modulo di taglio mobilitato diminuisce in misura considerevole e, allo stesso modo, aumenta il rapporto di smorzamento mobilitato. In questo caso, in corrispondenza del livello di torba, le tensioni tangenziali mobilitate superano i valori limite e, almeno in linea di principio, l'analisi Lineare Equivalente (LE) non sarebbe applicabile. Tuttavia, dal confronto fra i risultati di analisi lineari (L), lineari equivalenti (LE) e non-lineari (NL) e le registrazioni effettuate con la rete KiK-net in Giappone, Kaklamanos *et al.* (2013) hanno mostrato che l'approccio LE è sufficientemente accurato, purché il periodo strutturale dell'edificio esaminato sia maggiore di 0,5 s. Per tale ragione, il superamento della tensione tangenziale limite in Figura 9 si può considerare accettabile per le finalità dell'articolo.

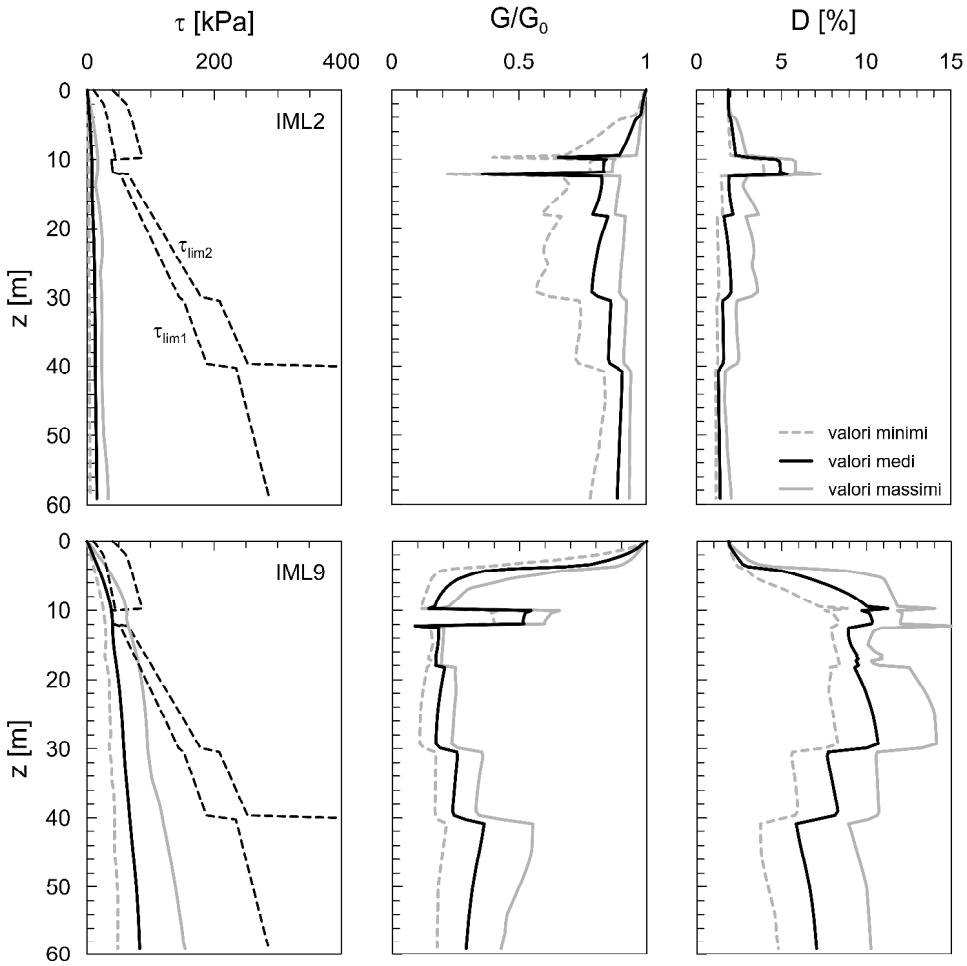



Figura 9. Risultati delle analisi RSL per i livelli di intensità IML 2 e IML 9

### 4.1.3. Progetto delle fondazioni

La fondazione diretta, di dimensioni 22,55x12,65 m, con profondità del piano di posa di 1 m, è sufficientemente sicura nei confronti della rottura per carico limite verticale. Infatti, nella combinazione più gravosa per le verifiche allo SLU, il carico verticale trasmesso in fondazione (incluso il peso della platea) è di 49 MN, mentre la resistenza di progetto della fondazione è di 144 MN. Il cedimento, valutato con il semplice metodo edometrico, per la combinazione dei carichi quasi permanente (37,2 MN) risulterebbe invece di 25 cm. Si tratta di un valore molto elevato, dovuto in larga parte alla compressibilità dello strato di torba. Per ridurre il cedimento entro la soglia di accettabilità, una possibile opzione è l'aggiunta di pali alla fondazione diretta. Nella Figura 10 è rappresentata una soluzione di progetto con 24 pali ad elica continua, di diametro d = 60 cm e lunghezza 14 m. In questa ipotesi, il carico limite del palo singolo vale 786 kN (resistenza caratteristica), mentre la rigidezza assiale a bassi livelli di deformazione valutata con il metodo BEM vale 685 MN/m. Pertanto, assumendo efficienza unitaria (Fleming *et al.*, 2014), la capacità assiale della palificata vale 18,9 MN. La rigidezza assiale del gruppo, valutata con il codice Gruppalo basato sul metodo dei coefficienti di influenza (Mandolini, 1994), vale 6301 MN/m. La rigidezza iniziale della platea vale invece 619 MN/m. A partire da questi dati è possibile valutare il cedimento della platea su pali mediante l'approccio suggerito da Mandolini *et al.* (2017), in cui si tiene conto della non linearità di comportamento sia dei pali sia della platea. I risultati dell'analisi di

interazione sono rappresentati sinteticamente nel diagramma di Figura 10, dal quale si evince che il cedimento della platea per la combinazione di carichi quasi permanente è pari a 3,5 cm. Tale cedimento è ampiamente compatibile con la funzionalità dell'edificio.

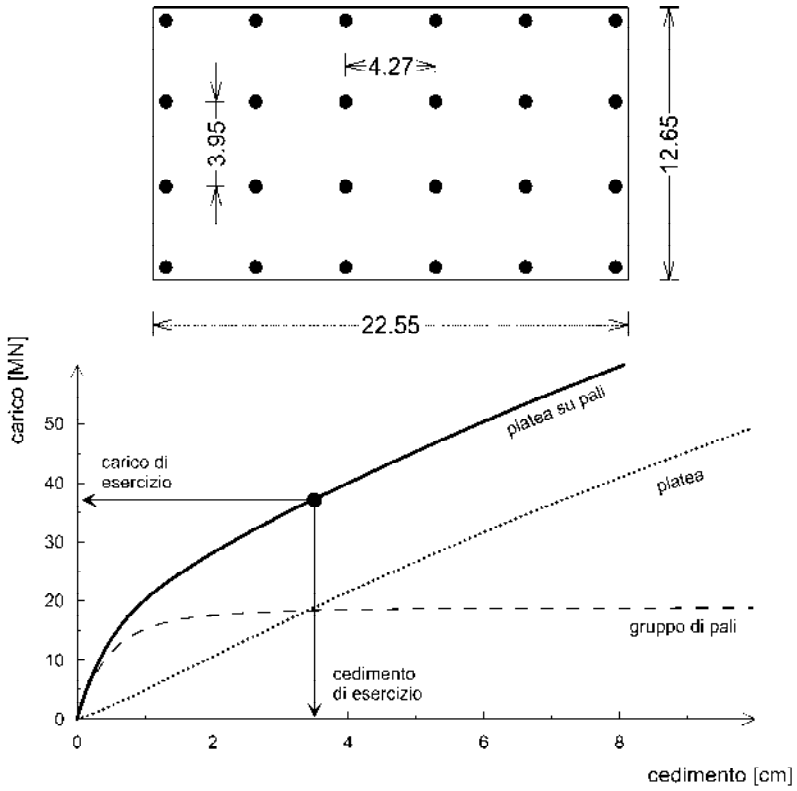



Figura 10. Cedimento della platea su pali

### 4.1.4. Impedenza dinamica della fondazione su pali

Le rigidezze complesse traslazionale, rotazionale e roto-traslazionale della fondazione su pali sono state valutate con il codice Dynapile 3.0 (Roesset *et al.*, 2016), basato sul 'consistency boundary matrix method' (Blaney *et al.*, 1976), un approccio ibrido nel quale la risposta del sistema in direzione verticale e quella in direzione orizzontale vengono esaminate in modo disaccoppiato, la prima con il metodo FEM e la seconda mediante l'impiego di soluzioni in forma chiusa. Per ogni modo di vibrare della fondazione, gli effetti di interazione fra pali vengono modellati con il metodo dei coefficienti di influenza (Poulos, 1971), e cioè per sovrapposizione degli effetti, mediante l'impiego di coefficienti di interazione palo-palo che dipendono dalla frequenza di eccitazione. Per i modi verticale e rotazionale, con riferimento ad una coppia di pali qualsiasi, si assume che la cedevolezza del palo 1 sia pari a quella del palo isolato, trascurando in questo modo la presenza del palo 2. Per il modo di vibrare orizzontale, si assume in ogni caso che tutti i pali abbiano lo stesso spostamento orizzontale (platea rigida). Non si considera infine il contatto platea-terreno. Per riprodurre in modo efficace i fenomeni dissipativi dovuti alla radiazione, il dominio 'far field' è rappresentato da un superficie assorbente caratterizzata da una matrice di rigidezza non diagonale con termini complessi ('consistency boundary matrix'). Il livello di approssimazione raggiunto da questo approccio, notevolmente efficace dal punto di vista computazionale, è molto soddisfacente, come si evince dal confronto con alcune soluzioni di riferimento disponibili in letteratura (Fan *et al.*, 1991; Kanyia & Kausel, 1982), che non viene qui riportato per brevità.

Le funzioni di impedenza della fondazione su pali sono state valutate per i vari IML assumendo, per ciascun livello di intensità, il profilo medio dei rapporti di smorzamento e modulo di taglio mobilitati desunti dalle analisi RSL. Nella Figura 11, a titolo esemplificativo, sono rappresentate le rigidezza complesse traslazionali e rotazionali per i livelli IML 2, 6, 9. Per ciascun valore della frequenza, la parte reale della funzione di impedenza rappresenta la costante della molla equivalente, mentre la parte immaginaria, divisa per la frequenza, può essere considerata rappresentativa della costante dello smorzatore viscoso equivalente. La parte immaginaria è caratterizzata dalla presenza di una frequenza di 'cut-off', al di sopra della quale varia in modo pressappoco lineare; il segmento orizzontale che precede la frequenza di 'cut-off' corrisponde invece allo smorzamento isteretico del terreno. Degno di nota è il fatto che, al contrario della parte reale, la parte immaginaria sia molto poco influenzata dall'intensità del terremoto, a dimostrazione del fatto che lo smorzamento sia dovuto in larga misura alla dissipazione per radiazione. È interessante anche notare come le rigidezze dinamiche traslazionali siano sostanzialmente coincidenti, a differenza delle componenti rotazionali.

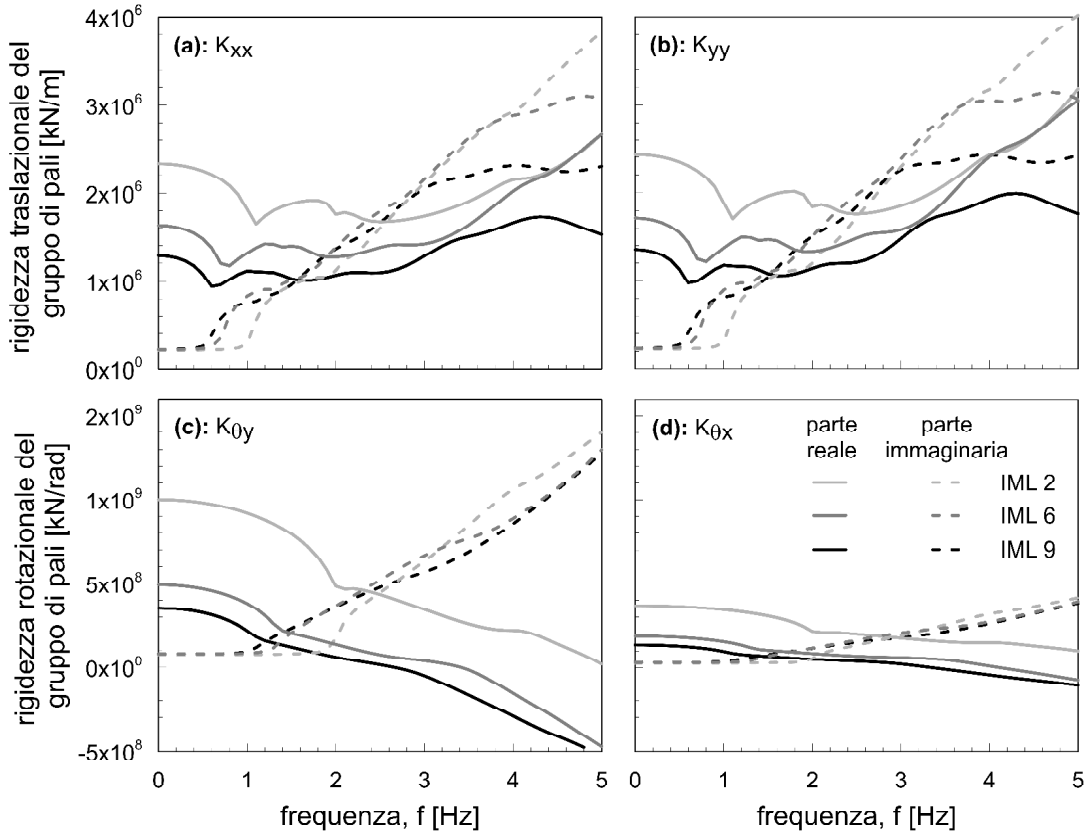



Figura 11. Funzioni di impedenza dinamica del gruppo di pali per IML 2, 6, 9

## 4.1.5. Effetti di SSI

L'edificio a base fissa viene idealizzato mediante un sistema SDOF con periodo di oscillazione pari a quello del primo modo flessionale, in direzione X o in direzione Y. Per l'edificio a base deformabile, si considera lo stesso sistema SDOF sulla fondazione caratterizzata dalle funzioni di impedenza in Figura 11. La risposta strutturale viene valutata utilizzando la funzione di trasferimento (2), in cui si tiene conto della variazione in modo

continuo con la frequenza della rigidezza complessa della fondazione, mediante apposito codice di calcolo implementato in MATLAB (MathWorks, 1992).
La Figura 12 mostra il confronto fra la risposta sismica dell'edificio a base fissa e quella dell'edificio a base deformabile, entrambe espresse in termini di spostamento relativo massimo della massa strutturale, per le tre tipologie BF, IF e PF. Dal punto di vista qualitativo gli effetti di SSI sono meno evidenti per l'edificio BF e per il livello di intensità minore (IML2). Sebbene ci sia una tendenza piuttosto significativa dell'impedenza della fondazione a ridurre lo spostamento relativo per il livello di intensità più elevata (IML 9), caratterizzato da un periodo di ritorno di 10000 anni, per i livelli più ricorrenti IML 2 e 6 e per i modelli di edificio più realistici PF e IF i rapporti $u_{compliant}/u_{fixed}$ oscillano in modo più o meno simmetrico intorno all'unità. Nel caso della tipologia PF e del livello di intensità IML6, ad esempio, il rapporto fra i valori medi degli spostamenti relativi massimi in direzione Y è pari a 0,97; in direzione X lo stesso rapporto è pari a 0,96. Se si considera invece l'intensità IML2, il rapporto anzidetto vale 0,87 sia in direzione Y sia in direzione X. In sintesi, il diagramma di Figura 12 non fornisce una chiara indicazione sulla rilevanza degli effetti di SSI per il caso esaminato.

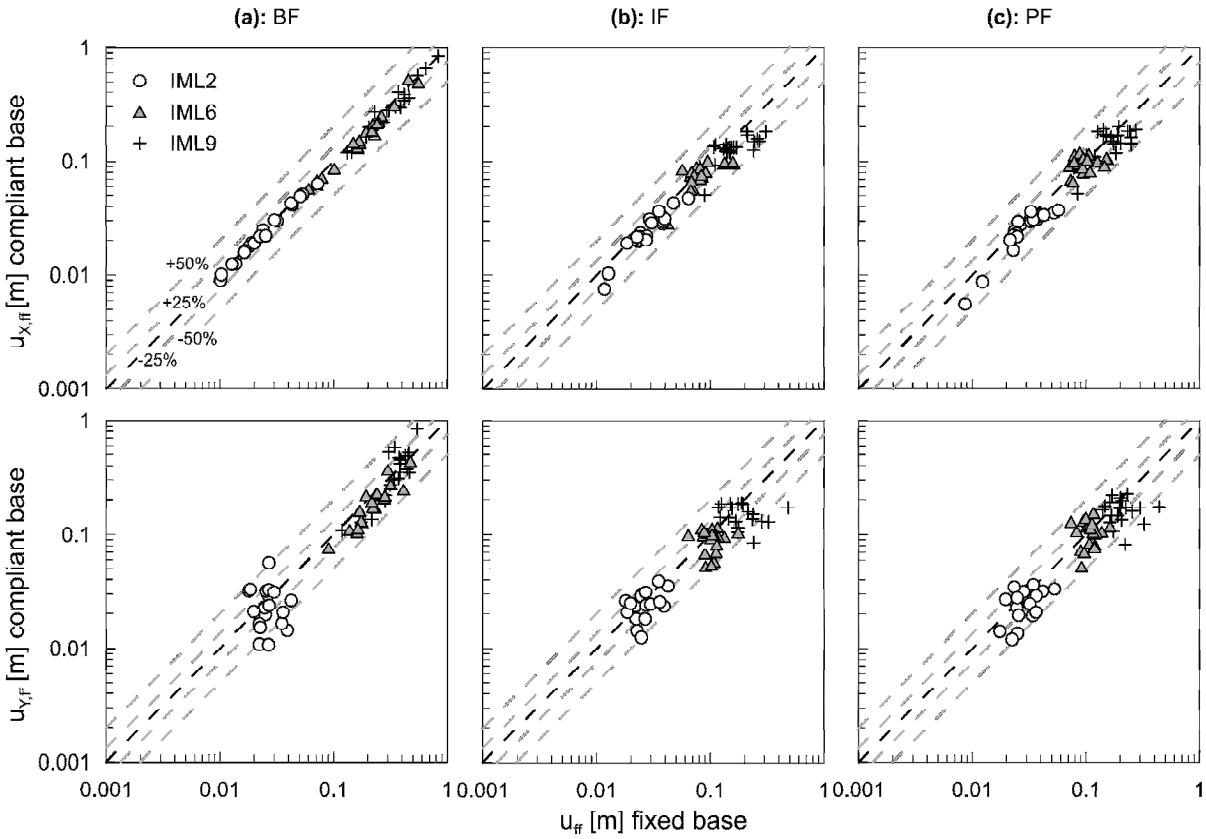



Figura 12. Base fissa vs. base deformabile

La risposta strutturale dell'edificio a base deformabile può essere valutata con l'approssimazione di Maravas *et al.* (2014), e cioè con riferimento all'oscillatore semplice equivalente con proprietà (rigidezza, smorzamento) che non dipendono dalla frequenza di eccitazione. Si tratta di un approccio alternativo a quello rappresentato dalla funzione di trasferimento (2) e certamente più semplice. In Figura 13 è mostrato il confronto per i tre modelli di edificio fra lo spostamento relativo valutato con la funzione di trasferimento (2) e

quello valutato invece con l'oscillatore equivalente. Come si può vedere, l'accordo fra le due previsioni è molto soddisfacente, sia in direzione X sia in direzione Y, e pertanto l'approssimazione di Maravas *et al.*, in cui si trascura la dipendenza dell'impedenza dalla frequenza, può essere considerata più che accettabile.
Le analisi sono state svolte infine anche con il metodo di Zania (2014), per tenere conto del termine incrociato dell'impedenza. I risultati di tali analisi, che per brevità non vengono qui illustrati, mostrano che l'effetto dell'impedenza incrociata è trascurabile.

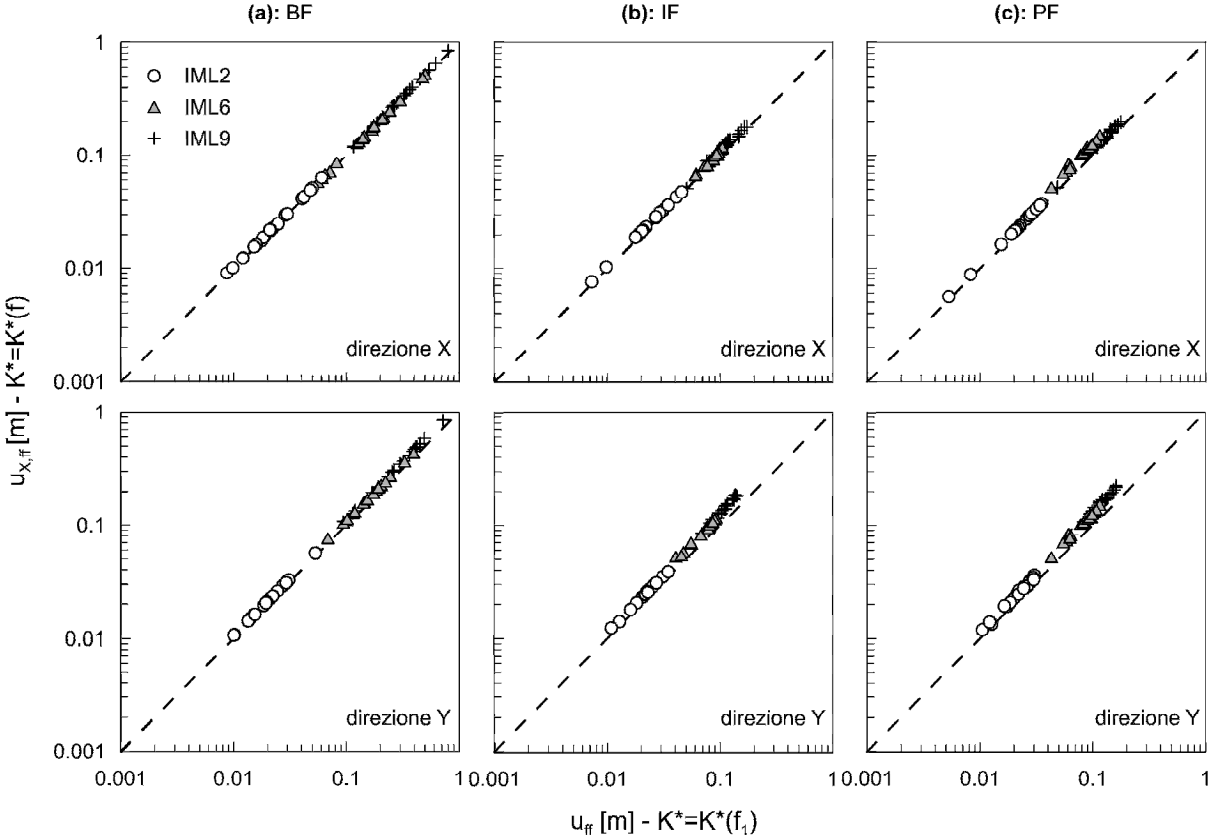



Figura 13. Effetti dell'approssimazione di Maravas at al. (2014)

## 4.2. Edificio fondato su terreni argillosi di ridotta consistenza

Si ipotizza ora che l'edificio di 9 piani sia fondato sui terreni della piana del Fucino, nel Comune di San Benedetto dei Marsi (AQ), costituiti da argille lacustri fortemente strutturate e cementate fino a profondità dell'ordine delle centinaia di metri. I terreni del Fucino sono stati oggetto in passato di indagini molto dettagliate, svolte nell'ambito di una stretta collaborazione fra Università di Roma La Sapienza, Napoli Federico II, L'Aquila, Austin in Texas, Politecnico di Torino, ENEA ed ISMES (Burghignoli *et al.*, 1991). Le indagini furono concentrate su un volume di terreno limitato, di dimensioni 10x40 m e profondità di 40 m. Nella Figura 14 è riportata una sezione stratigrafica con la rappresentazione dell'edificio, il profilo delle velocità delle onde di taglio desunto da prove *cross-hole*, *down-hole* e con cono sismico, e il profilo della coesione non drenata, desunto invece da prove in sito (CPT, Vane test) e prove di laboratorio. Per profondità superiori a 40 m, il profilo di Vs è stato desunto dalle correlazioni con le prove CPT, ipotizzando una variazione lineare con la profondità della

resistenza $q_c$. Il sottosuolo è costituito di fatto fino a profondità indefinita da un deposito molto omogeneo di argille molli di alta plasticità; la parte superficiale, fino a 8-10 m di profondità, risulta sovraconsolidata per essiccamento e fluttuazione della falda.

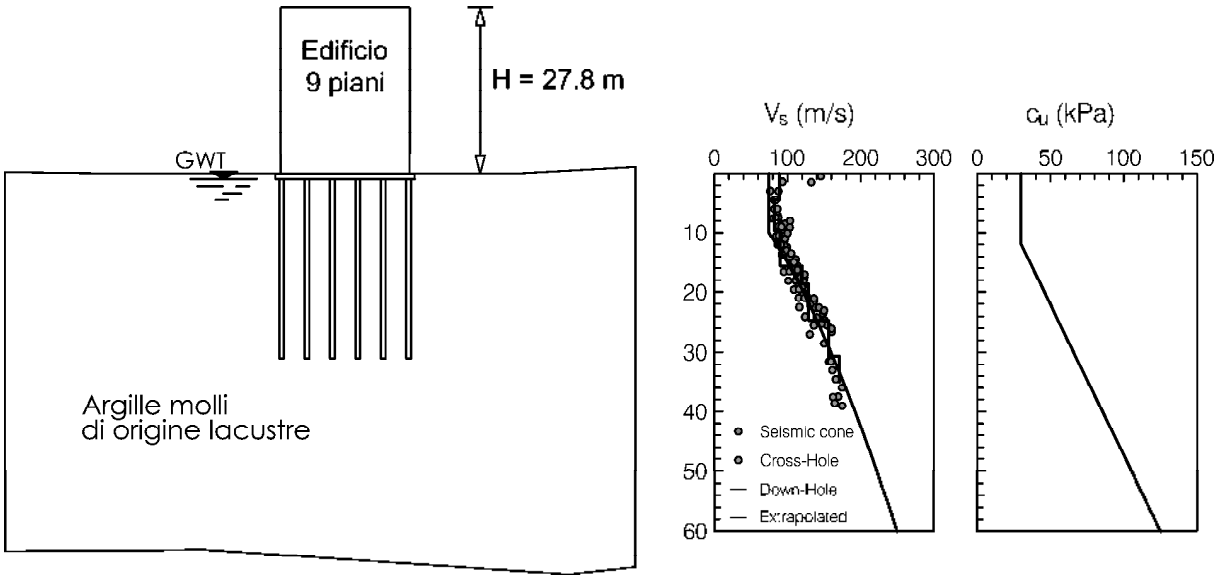



Figura 14. Edificio di 9 piani sul sottosuolo del Fucino (San Benedetto dei Marsi, L'Aquila)

Le caratteristiche di rigidezza dell'argilla di Fucino sono state valutate in laboratorio mediante prove di colonna risonante (RC) e taglio torsionale ciclico (TS). La natura non distruttiva delle prove RC a bassa deformazione consente di valutare su uno stesso provino la variabilità della rigidezza a taglio iniziale, $G_0$, in un ampio campo di pressioni di consolidazione. Il programma sperimentale in laboratorio è consistito nell'esecuzione di prove su 12 campioni prelevati a profondità comprese fra 3 e 37 m. Per ciascun provino è stato raggiunto un valore della pressione di consolidazione isotropa p' superiore alla pressione media in sito. In corrispondenza di ciascun valore di p' è stato prima ricavato $G_0$ eseguendo prove RC a basse deformazioni ($\gamma < 10^{-5}$) e, successivamente, è stata condotta una serie di prove ad alte deformazioni (tre prove TS a frequenza crescente e una prova RC). Nella Figura 15 sono rappresentati i valori di rigidezza a taglio, G, normalizzati rispetto al valore iniziale $G_0$ e diagrammati in funzione della deformazione tangenziale. I risultati individuano un'unica legge di dipendenza di G dalla deformazione $\gamma$ e possono essere descritti con l'equazione in Figura 15 (Konder & Zelasko, 1963), in cui $\gamma_r$ rappresenta la deformazione corrispondente a un grado di mobilitazione del modulo di taglio del 50%. L'andamento di $G(\gamma)$ è in accordo eccellente con le curve di letteratura per argille di plasticità da media ad elevata (Saada & Macky, 1985; Lo Presti, 1989; Vucetic & Dobry, 1991). Perciò, dal momento che i dati sul rapporto $D(\gamma)$ non sono disponibili, per le finalità delle analisi RSL si assume la curva di mobilitazione del rapporto di smorzamento individuata da Vucetic & Dobry (1991) per $I_p$ = 50% (Figura 15).

### 4.2.1. Analisi di Risposta Sismica Locale

Nel caso delle argille lacustri della piana del Fucino si pone in primo luogo il problema della definizione della profondità del *bedrock*, posto che il deposito in questione si estende fino a profondità dell'ordine delle centinaia di metri. I risultati di analisi preliminari RSL, che non

vengono qui illustrati per brevità, mostrano tuttavia che la funzione di trasferimento dello strato è poco sensibile alla profondità del *bedrock* per profondità superiori a 80 m. Si è fatto pertanto riferimento a tale profondità ipotizzando che la formazione di base fosse infinitamente rigida.
La Figura 16 mostra i risultati delle analisi RSL per i livelli IML 2 e 6 in termini di: tensione tangenziale massima, modulo di taglio mobilitato, rapporto di smorzamento mobilitato. Per il livello di intensità IML6, come si può vedere, si verifica una riduzione molto marcata del modulo di rigidezza a taglio nella parte superficiale del deposito. Per questo livello di terremoto, le tensioni tangenziali mobilitate massime superano lievemente per alcuni segnali il limite della coesione non drenata. Lo scostamento dal profilo di $c_u$ è tuttavia modesto, per cui si può ritenere che il livello di approssimazione dell'analisi Lineare Equivalente sia accettabile. Ovviamente, il livello di accuratezza dell'analisi RSL diminuisce al crescere dell'intensità del terremoto.

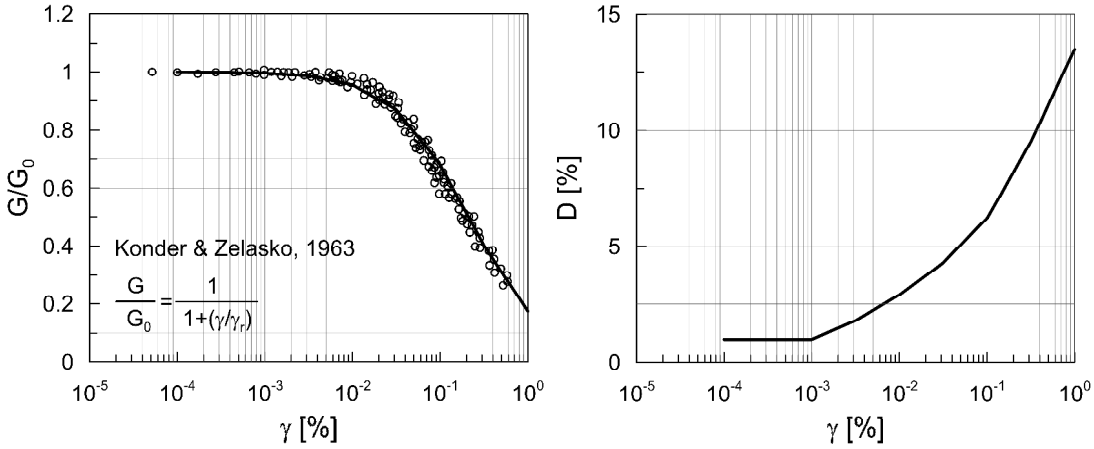


Figura 15. Variazione del modulo di taglio normalizzato e del rapporto di smorzamento con la deformazione

## 4.2.2. Progetto delle fondazioni

La capacita portante della sola platea nei confronti dei carichi verticali è insufficiente. In questo caso l'aggiunta di pali, oltre che a ridurre il cedimento della fondazione entro i limiti di tolleranza, serve in primo luogo ad evitare la rottura per carico limite della fondazione diretta. Ipotizzando che la platea abbia dimensioni 23,4x13,1 $m^2$, e mantenendo invariata la disposizione in pianta dei pali rappresentata in Figura 10, si può optare per una soluzione di progetto con pali CFA di diametro d = 80 cm e lunghezza 30 m. In questo caso, il carico limite della sola platea in condizioni non drenate è 61,7 MN, mentre la resistenza caratteristica del gruppo di pali nella condizione a breve termine e nell'ipotesi di efficienza unitaria è pari a 51,0 MN. La resistenza caratteristica della platea su pali può essere valutata in via approssimata sommando i contributi della platea e del gruppo di pali (de Sanctis & Mandolini, 2006), per cui sia ha $R_d \geq E_d$. La rigidezza assiale del gruppo a bassi livelli di deformazione è 5397 MN/m. Il cedimento della platea su pali è inferiore a 2 cm. Si noti che la platea su pali può essere considerata 'piccola' secondo la classificazione proposta da Russo & Viggiani (1998): 'le fondazioni piccole sono quelle per le quali la platea senza pali non è sufficiente per garantire un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura per

carico limite; la dimensione minore in pianta B è compresa tipicamente fra 5 e 15 m ed è minore della lunghezza dei pali'.

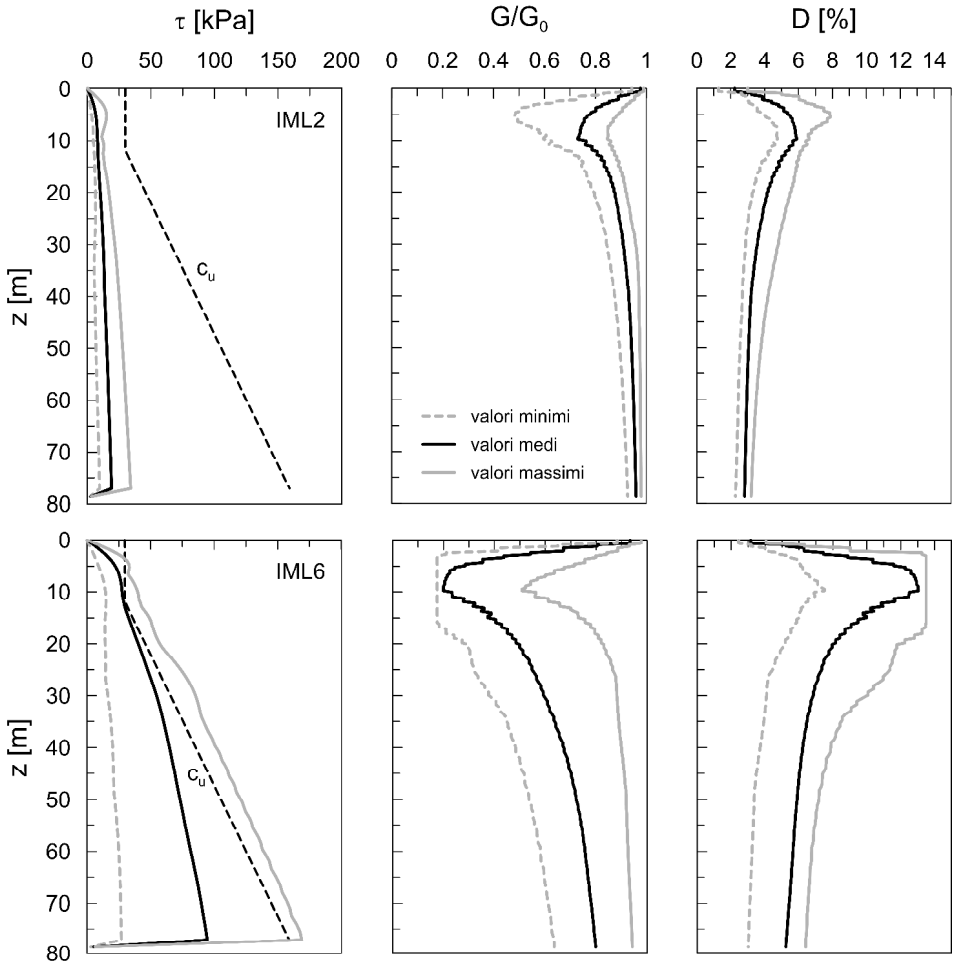



Figura 16. Risultati delle analisi RSL

### 4.2.3. Modifica del moto sismico dovuta all'interazione cinematica pali terreno

I pali di fondazione, come ben noto, hanno la capacità di modificare le ampiezze delle componenti di elevata frequenza del moto sismico. Tale fenomeno, dovuto all'interazione cinematica pali-terreno, è noto in letteratura come 'effetto filtro' (Gazetas, 1984; Di Laora e de Sanctis, 2013; Di Laora *et al*., 2017). La riduzione delle ampiezze del moto del terreno può essere rilevante nel caso dei terreni molto deformabili (de Sanctis & Di Laora, 2013), e cioè proprio nei casi in cui la fondazione su pali rappresenta l'opzione di progetto più frequente. A parità di velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio, il fenomeno si amplifica poi notevolmente nei sottosuoli eterogenei con rigidezza variabile con la profondità in modo continuo. È dunque certamente opportuno valutare l'entità di questo effetto per la fondazione su pali sulle argille del Fucino.

La modifica del moto sismico dovuta all'interazione cinematica si esprime attraverso il coefficiente:

$$I_{\mathrm{u}}(\omega)=\frac{a_{\mathrm{p}}(\omega)}{a_{\mathrm{ff}}(\omega)} \tag{17}$$

dove $a_{\mathrm{p}}$ e l'accelerazione alla sommità del palo, $a_{\mathrm{ff}}$ l'accelerazione del terreno in superficie e $\omega$ la frequenza circolare di eccitazione. Di Laora & de Sanctis (2013) hanno mostrato che nel caso di sottosuolo omogeneo il coefficiente di interazione cinematica si può esprimere con buona approssimazione mediante l'equazione :

$$I_{\mathrm{u}}=\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{\omega\lambda_p}{V_s}\right)^4\right]^{-1} \tag{18}$$

dove

$$\lambda_p=d\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} \tag{19}$$

è la lunghezza d'onda caratteristica del palo. L'equazione (18) mostra che l'effetto di filtro è governato da un solo parametro, pari al rapporto fra $\lambda_{\mathrm{p}}$ e la lunghezza d'onda del moto del terreno ($V_s/\omega$). Al crescere di questo rapporto, il palo è progressivamente incapace di seguire il moto del terreno, e il fattore d'interazione cinematica diminuisce. A titolo di esempio, la Figura 17 mostra il confronto fra l'Eq. (18) e alcune soluzioni di letteratura ottenute con approccio rigoroso (Fan *et al.*, 1991, Di Laora & de Sanctis, 2013). Come si può vedere, l'effetto filtro aumenta al diminuire della rigidezza del terreno e al crescere del diametro del palo.

La Figura 18 mostra gli andamenti del coefficiente di interazione cinematica valutati con il codice Dynapile 3.0 utilizzando i profili medi di G e D desunti dalle analisi RSL. A partire dalle funzioni di trasferimento di Figura 18, il moto della fondazione può essere valutato per ciascun segnale mediante l'inversa della trasformata di Fourier:

$$a_{\mathrm{p}}(t)=IFFT\left[I_{\mathrm{u}}(\omega)\cdot a_{\mathrm{ff}}(\omega)\right]. \tag{20}$$

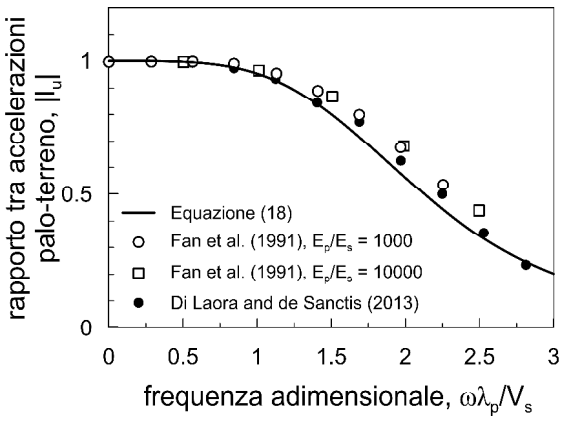



Figura 17. Confronto fra Eq. (18) e soluzioni di letteratura

### 4.2.4. Funzioni di impedenza dinamica

La Figura 19 mostra le impedenze dinamiche traslazionali e rotazionali ottenute per i livelli di intensità del terremoto IML 2, 6 e 9. Anche in questo caso le funzioni di impedenza associate

ai modi di vibrare traslazionali lungo X e lungo Y sono sostanzialmente coincidenti, così come la rigidezza dinamica rotazionale intorno a Y (Re[$K_{\theta y}$]) è maggiore di quella intorno a X (Re[$K_{\theta x}$]).

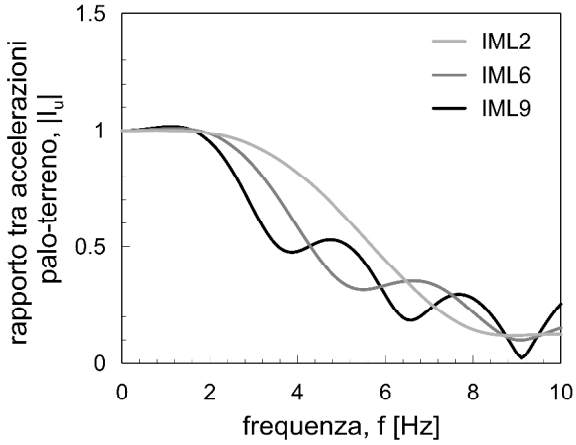



Figura 18. Fattore di interazione cinematica per IML 2, 6 e 9

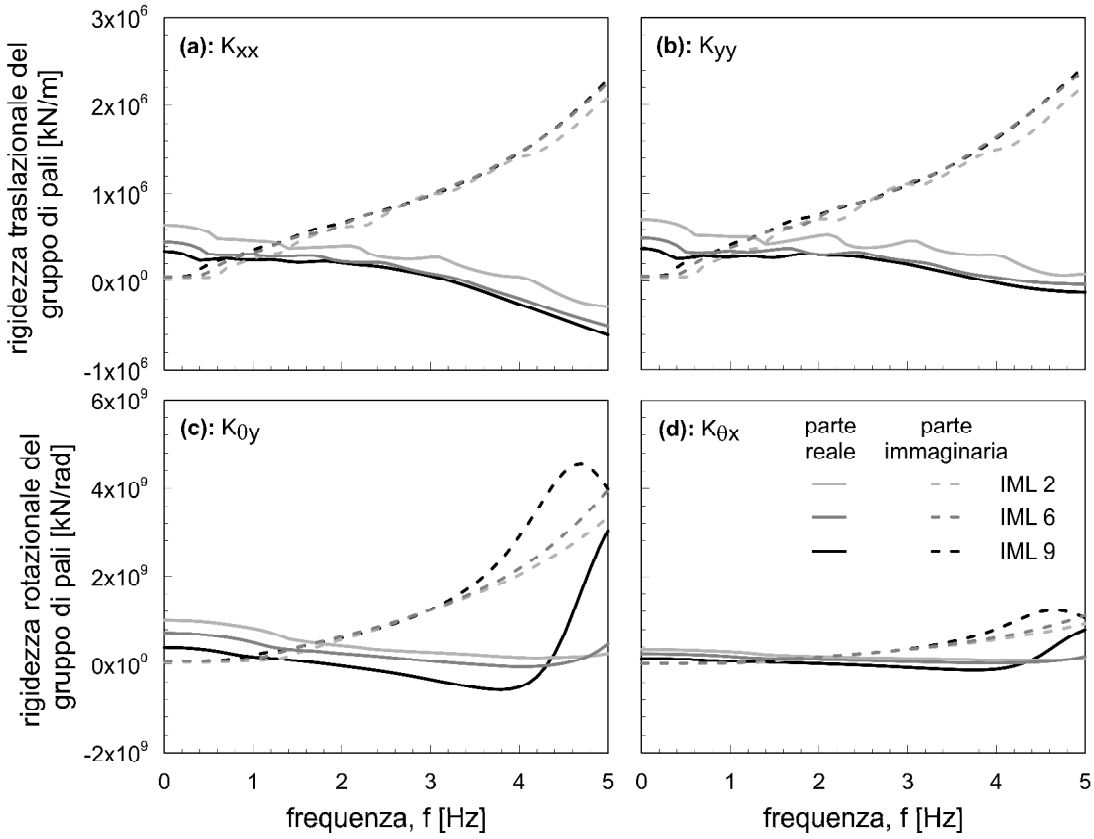



Figura 19. Funzioni di impedenza dinamica

## 4.2.5. Effetti di SSI

Nella Figura 20 sono illustrati gli andamenti dei rapporti fra accelerazione spettrale della fondazione e accelerazione spettrale del terreno (al livello della fondazione) in condizioni

*free-field*. Come si può vedere, nell'intervallo dei periodi strutturali di interesse per l'edificio di 9 piani la riduzione di accelerazione spettrale dovuta all'interazione cinematica è del tutto assente.

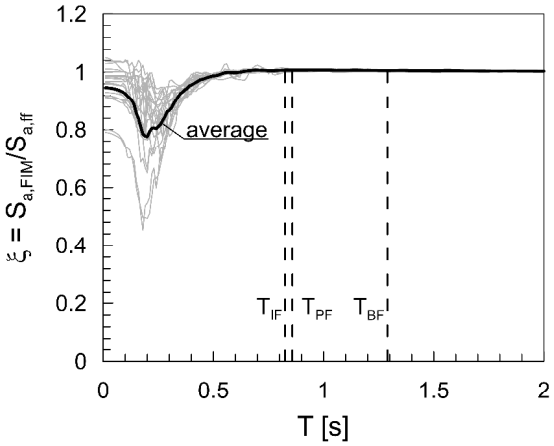



Figura 20. Curve dei rapporti fra accelerazioni spettrali per i segnali di IML6 in direzione Y

La Figura 21 mostra il confronto, in scala bi-logaritmica, fra lo spostamento relativo massimo dell'edificio a base deformabile, $u_{\text{cmpliant}}$, e quello dell'edificio a base fissa, $u_{\text{fixed}}$. In generale, per l'edificio esaminato, l'interazione inerziale conduce ad una riduzione molto marcata della risposta strutturale, soprattutto per i modelli più realistici PF e IF. Gli effetti di SSI sono poi molto evidenti tanto per il livello di intensità bassa (IML 2) quanto per i livelli di intensità più elevata (IML 6 e 9). Per i modelli IF e PF e il livello di intensità IML6, ad esempio, la riduzione del valore medio della forza di taglio alla base è compresa fra il 39 e il 41%. Nel caso IML2 si ha invece una riduzione compresa fra il 29 e il 35%.
I diagrammi in Figura 21 mettono in luce la rilevanza dell'interazione dinamica fra edificio e fondazione su pali. A differenza dell'edificio fondato sui terreni piroclastici del napoletano esaminato in precedenza, questa volta gli effetti di SSI sono notevoli e comportano un rilevante beneficio in termini di riduzione della domanda sismica.

## 5. APPLICAZIONE AL CASO DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

In questo paragrafo si propone un criterio molto semplificato per tenere conto degli effetti di SSI nell'analisi dinamica modale, che rappresenta il metodo più diffuso per la previsione della vulnerabilità sismica di un edificio. In tale metodo, una volta definite le masse partecipanti associate ai modi di vibrare prevalenti e lo spettro di progetto, la forza di taglio alla base si esprime generalmente come:

$$F_1 = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} F_{1i}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left[ S_a(T_i) \cdot m_i \right]^2} \tag{21}$$

in cui $T_i$ è il periodo di oscillazione del modo i-esimo, $m_i$ la corrispondente massa partecipante ed $n$ rappresenta invece il numero minimo di modi che impegnano una massa partecipante non inferiore all'85%.
Ipotizzando che le masse partecipanti siano poco influenzate dalla deformabilità della fondazione, per ciascun modo di vibrare è possibile valutare il periodo equivalente e lo smorzamento apparente con l'approccio di Maravas *et al*. (2014), ed esprimere quindi la forza di taglio nel modo seguente:

$$F_2 = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} F_{2i}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left[ S_a(\tilde{T}_i) \cdot m_i \right]^2} \tag{22}$$

in cui $\tilde{T}_i$ è il periodo equivalente del modo *i*-esimo ed $S_a\left(\tilde{T}_i\right)$ l'accelerazione valutata sullo spettro corrispondente al rapporto di smorzamento modificato $\tilde{\zeta}_i$.

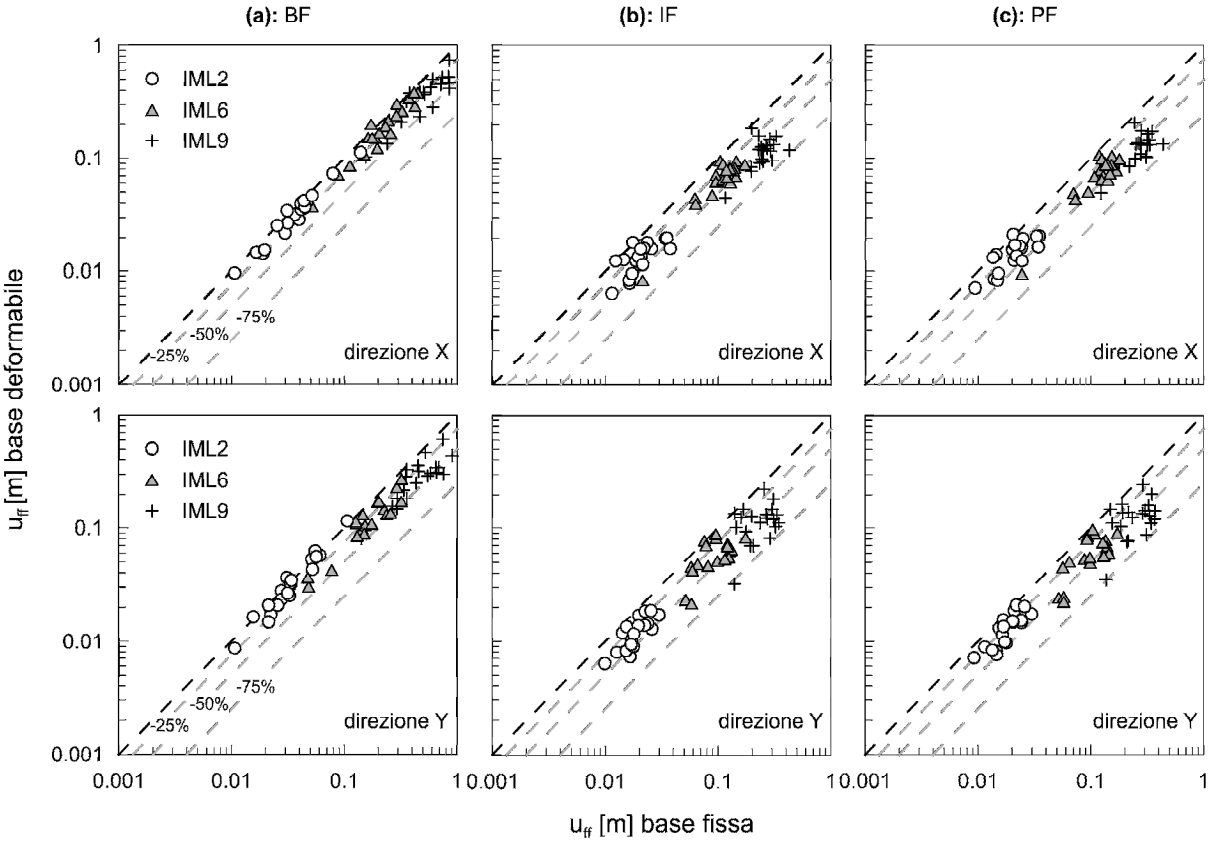



Figura 21. Rilevanza degli effetti di SSI

Il procedimento appena descritto è illustrato sinteticamente in Figura 22, nella quale, per le argille della piana del Fucino e per l'intensità IML6, sono rappresentati gli spettri medi in direzione Y dei segnali di *free-field* ottenuti per i diversi rapporti di smorzamento considerati. Per tutte le tipologie di edificio è sufficiente considerare soltanto i primi tre modi flessionali, posto che la somma delle masse partecipanti associate ai modi anzidetti è superiore al 90%. I contributi al tagliante alla base associati ai primi tre modi sono riassunti nella Tabella 4. Per la tipologia IF, ad esempio, risulta $F_1$ = 1817 kN. Se si considerano gli effetti di SSI si ha $F_2$ = 1229 kN, con una riduzione del 32%. Se invece si considera soltanto la modifica del contributo al tagliante alla base dovuto al primo modo ($F_{3i}$), si ha $F_3$ = 1241 kN ~ $F_2$. Ciò dipende dal fatto che la risposta sismica dell'edificio, per tutte le tipologie esaminate, è essenzialmente dominata dal primo modo di vibrare. Negli altri casi occorre ovviamente tenere conto della modifica dei contributi dei modi superiori. Infine, fermo restando il contributo del secondo e terzo modo di vibrare, se il periodo di oscillazione equivalente $\tilde{T}_1$ si valuta mediante le componenti statiche della parte reale dell'impedenza dinamica della fondazione [$K_{xx}$(f=0) e $K_{\theta y}$(f=0)], si ottiene $F_4$ = 1739 kN. In altre parole, se si omette la valutazione dell'impedenza dinamica, considerando nell'eq. (13) semplicemente le

componenti statiche della rigidezza della fondazione, non si ha alcuna significativa riduzione della domanda sismica.
Nel caso dell'edificio PF la riduzione percentuale della forza di taglio che discende dalla modifica dei contributi dovuti ai primi tre modi è pari al 31%, mentre per la tipologia BF la stessa riduzione è del 24%. Si noti come la riduzione percentuale della forza di taglio sia molto simile a quella che si desume dalla Figura 21 confrontando lo spostamento relativo medio dell'edificio a base deformabile con quello relativo medio dell'edificio a base fissa. Per la tipologia BF, ad esempio, la riduzione dello spostamento relativo medio è del 29%; per le tipologie IF e BF tale riduzione è invece del 41%. In Tabella 5, per comodità, sono riassunti i rapporti fra le forze di taglio ottenuti sia con riferimento ai valori medi degli spostamenti relativi massimi sia applicando il procedimento semplificato illustrato in questo paragrafo.

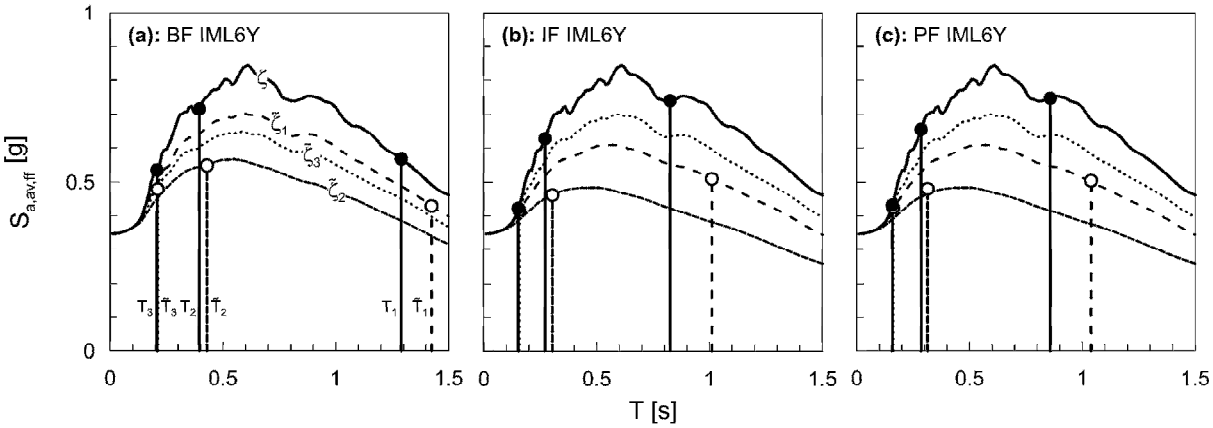



Figura 22. Spettri medi in direzione Y dei segnali in superficie

Tabella 4. Riduzione della domanda sismica dovuta all'interazione inerziale; modifica dei contributi dovuti ai vari modi per l'edifico fondato sulle argille del Fucino

| Tipologia edificio | Modo | m (%) | T (s) | $\zeta$ (%) | $F_{1i}$ (kN) | $T_{eq}$ (s) | $\zeta_{eq}$ (%) | $F_{2i}$ (kN) | $F_{3i}$ (kN) | $T_{eq}$ (s) | $F_{4i}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BF | 1 | 77 | 1,29 | 5,0 | 1338 | 1,42 | 8,2 | 1011 | 1011 | 1,36 | 1253 |
| | 2 | 12 | 0,40 | 5,0 | 266 | 0,43 | 14,9 | 204 | 266 | 0,40 | 266 |
| | 3 | 4 | 0,21 | 5,0 | 71 | 0,21 | 10,3 | 63 | 71 | 0,21 | 71 |
| IF | 1 | 75 | 0,83 | 5,0 | 1707 | 1,01 | 12,2 | 1175 | 1175 | 0,93 | 1720 |
| | 2 | 13 | 0,27 | 5,0 | 254 | 0,30 | 22,4 | 187 | 187 | 0,27 | 254 |
| | 3 | 3 | 0,15 | 5,0 | 44 | 0,16 | 8,3 | 44 | 44 | 0,15 | 44 |
| PF | 1 | 78 | 0,86 | 5,0 | 1799 | 1,04 | 12,0 | 1214 | 1214 | 0,96 | 1771 |
| | 2 | 13 | 0,29 | 5,0 | 256 | 0,31 | 20,2 | 187 | 256 | 0,29 | 256 |
| | 3 | 3 | 0,16 | 5,0 | 42 | 0,16 | 8,1 | 42 | 42 | 0,16 | 42 |

Tabella 5. Rapporti fra le forze di taglio alla base dell'edificio fondato sulle argille del Fucino

| Tipologia edificio | $F_2/F_1$ | $u_{compliant}/u_{fixed}$ |
|---|---|---|
| BF | 0,76 | 0,71 |
| IF | 0,69 | 0,59 |
| PF | 0,68 | 0,59 |

## 6. CONCLUSIONI

In molti casi l'importanza dell'interazione fondazione-terreno-struttura nella risposta sismica di un edificio non può che essere appurata *a-posteriori*, e cioè mediante l'analisi comparativa fra modello a base fissa e modello di edificio a base deformabile. Perciò, per la maggioranza degli edifici comuni, vi è il rischio fondato che lo sforzo compiuto per tenere conto degli effetti di SSI, con approcci a volte anche molto complicati, come il metodo diretto, si dimostri poi del tutto superfluo. Per tale ragione ha molta importanza la messa a punto di un 'criterio di screening' che consenta di individuare *a-priori* e in modo speditivo la rilevanza degli effetti di SSI. Inoltre, in molti casi una valutazione speditiva degli effetti di SSI è più che sufficiente, come ad esempio nell'analisi di vulnerabilità sismica di 'primo livello' di una popolazione di edifici.

Nel caso di edifici fondati su pali, il metodo di Maravas *et al*. (2014), basato sul concetto di oscillatore semplice equivalente, può essere convenientemente utilizzato a tal scopo. L'ingrediente fondamentale del metodo è rappresentato dalle funzioni di impedenza dinamica delle fondazioni. Il procedimento di analisi suggerito nell'articolo è stato applicato al caso di un edificio in cemento armato di 9 piani con sistema sismo-resistente del tipo misto telaio-setti, per due siti di riferimento (Napoli e L'Aquila) e tre tipologie strutturali (BF, IF, PF). Per ciascuna tipologia di edificio le analisi sono state svolte per un numero molto rilevante di accelerogrammi (400), nell'ambito della metodologia di carattere generale MSA ('Multiple Stripe Analysis'), che ha per finalità la previsione del tasso annuale di fallimento di un edificio. Complessivamente sono state svolte 4800 analisi.

Per entrambi i siti di riferimento, al fine soddisfare i requisiti di progetto per le fondazioni imposti dal quadro normativo vigente, si è fatto affidamento ad una fondazione su pali. Le analisi degli effetti di SSI sono state svolte applicando una forma più estesa dell'approccio di Maravas *et al*., mediante l'implementazione di un codice di calcolo *ad hoc*, in cui si tiene conto della dipendenza dell'impedenza delle fondazioni dalla frequenza di eccitazione.

Nel caso dell'edificio fondato sui terreni pircolastici del Centro Direzionale di Napoli, lo spostamento relativo massimo della massa strutturale, assunto quale indicatore della domanda sismica, mostra una lieve tendenza a diminuire per effetto dell'interazione fra edificio e fondazione, che è più pronunciata per le tipologie PF e IF e per le intensità di terremoto più elevate. Il confronto fra i due modelli di edificio (base fissa e base deformabile) non fornisce tuttavia una chiara indicazione della rilevanza degli effetti di SSI.

Al contrario, nel caso dell'edificio fondato sulle argille soffici della Piana del Fucino, l'interazione fra la fondazione su pali e l'edificio conduce ad una rilevante riduzione della domanda sismica, che raggiunge in media il 40% per le tipologie PF e IF.

Per entrambi i siti di riferimento, la modifica del moto sismico dovuta all'interazione cinematica fra terreno e pali di fondazione è trascurabile.

Infine, nell'ultimo paragrafo è stato illustrato un criterio semplificato per tenere conto nell'analisi modale con spettro di risposta degli effetti di SSI. L'approccio prevede che venga modificato il contributo dei vari modi di vibrare alla forza di taglio alla base applicando di volta in volta il metodo di Maravas *et al.* (2014). Per gli edifici dominati dal primo modo di vibrare è sufficiente considerare appunto soltanto la modifica del contributo del primo modo. A tal fine, è necessario in ogni caso definire l'impedenza dinamica della fondazione su pali. Con tale metodo, per le tipologie PF e IF si ottiene una riduzione percentuale compresa fra il 31 e il 32%.

Per finire, lo studio presentato in questo articolo mostra come gli effetti di SSI per gli edifici fondati su pali siano rilevanti per i terreni di caratteristiche scadenti, e cioè proprio nei casi in cui solitamente si fa ricorso ad una fondazione su pali.

## BIBLIOGRAFIA


Baker, J. W. (2013). "Trade-offs in ground motion selection techniques for collapse assessment of structures." *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28-30.

Bilotta, E., Bilotta, A., Del Prete, I., D'Onofrio, A., Nigro, E., e Silvestri, F. (2013). "Influenza delle condizioni locali di sottosuolo sulla risposta sismica di un edificio pubblico di notevole altezza." *Atti di convegno ANIDIS 2013*, Padova 2013.

Blaney, G. W. (1976). "Dynamic stiffness of piles." *Proc. 2nd Int. Conf. Numer. Meth. Geomech, Blacksburg,* 1001-1012.

Burghignoli, A., Cavalera, L., Chieppa, V., Jamiolkowski, M., Mancuso, C., Marchetti, S., and Vittori, E. (1991). "Geotechnical characterization of Fucino clay." *Proc. X ECSMFE, Florence*, vol. 1, 27-40.

Butterfield, R., and Gottardi, G. (1994). "A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand." *Géotechnique*, 44(1), 181-184.

Callisto, L., Rampello, S., and 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.

Carbonari, S., Dezi, F., Gara, F., & Leoni, G. (2014). "Seismic response of reinforced concrete frames on monopile foundations." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 67, 326-344.

CEN (European Committee for Standardization). (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. EN1998-5, Brussels, Belgium.

Ciampoli, M., and Pinto, P. E. (1995). "Effects of soil-structure interaction on inelastic seismic response of bridge piers." *Journal of structural engineering*, 121(5), 806-814.

Curras, C. J., Boulanger, R. W., Kutter, B. L., & Wilson, D. W. (2001). "Dynamic experiments and analyses of a pile-group-supported structure." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(7), 585-596.

de Sanctis, L., & Mandolini, A. (2006). "Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(12), 1600-1610.

Decanini L, Liberatore L, Mollaioli F (2014). "Strength and stiffness reduction factors for infilled frames with openings." *Earthquake Engineering and Engineering Vibration,* 13(3), 437-454.

Di Laora, R. and de Sanctis, L. (2013). "Piles-induced filtering effect on the foundation input motion, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **46**, 52-63.

Di Laora, R., Grossi, Y., de Sanctis, L. and Viggiani, G. M. B. (2017). "An analytical solution for the rotational component of the Foundation Input Motion induced by a pile group." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 424-438.

Ensoft (2017). Dynapile 3.0. *A Program for the Analysis of Piles and Drilled Shafts Under Dynamic Loads*, Austin, Texas, USA, Ensoft Inc.

Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E. and Ahmad, S. (1991). "Kinematic seismic response analysis of single piles and pile groups." *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* 117(12), 1860-1879.

FEMA-450 (2003). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures*, BSSC, Washington, D.C.

Figini, R., Paolucci, R., & Chatzigogos, C. T. (2012). "A macro-element model for non-linear soil–shallow foundation–structure interaction under seismic loads: theoretical development and experimental validation on large scale tests." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(3), 475-493.

Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M., & Elson, K. (2014). *Piling engineering*, CRC press.

Gazetas, G. (1984). "Seismic response of end-bearing single piles." *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(2), 82-93.

Grange, S., Botrugno, L., Kotronis, P., & Tamagnini, C. (2011). "The effects of soil–structure interaction on a reinforced concrete viaduct." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(1), 93-105.

Houlsby, G. T., & Cassidy, M. J. (2002). "A plasticity model for the behaviour of footings on sand under combined loading." *Géotechnique*, *52*(2), 117-129.

Kaklamanos, J., Bradley, B. A., Thompson, E. M., & Baise, L. G. (2013). "Critical parameters affecting bias and variability in site-response analyses using KiK-net downhole array data." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(3), 1733-1749.

Karapetrou, S. T., Fotopoulou, S. D., & Pitilakis, K. D. (2015). "Seismic vulnerability assessment of high-rise non-ductile RC buildings considering soil–structure interaction effects." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 73, 42-57.

Kausel, E., Whitman, R. V., Morray, J. P., & Elsabee, F. (1978). "The spring method for embedded foundations." *Nuclear Engineering and design*, 48(2-3), 377-392.

Kaynia, A. M., and Kausel, E., (1982). *Dynamic stiffness and seismic response of pile groups, Research Report, Dept. of Civ. Engrg., MIT, Cambridge, Massachusetts*.

Konder, R.L., & Zelasko, J.S. (1963). "Hyperbolic stress-strain formulation of sands." *Proc. 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foudnation Engineering*, Sao Paulo, Brazil.

Kottke, A. R., & Rathje, E. M. (2008). *Strata*. https://www.geoengineer.org/software/101-Strata.

Li Z, Kotronis P, Escoffier S, Tamagnini C (2016). "A hypoplastic macroelement for single vertical piles in sand subjected to three–dimensional loading conditions." *Acta Geotechnica*, 11(2), 373-390.

Lo Presti, D. C. (1989). "Proprietà dinamiche dei terreni." Atti *XIV CGT*, Vol. 2, 1-62, Politecnico di Torino.

Makris, N., Gazetas, G., & Delis, E. (1996). "Dynamic soil—pile—foundation—structure interaction: records and predictions." *Geotechnique*, 46(1), 33-50.

Mandolini, A. (1994). *Cedimenti di fondazioni su pali*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Consorzio delle Università di Roma La Sapienza e Napoli Federico II.

Mandolini, A., Di Laora, R., & Iodice, C. (2017). "Simple Approach to Static and Seismic Design of Piled Rafts." *3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations*, Vol. 1, 107-124, Omnipress.

Maravas, A., Mylonakis, G., & Karabalis, D. L. (2014). "Simplified discrete systems for dynamic analysis of structures on footings and piles." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61, 29-39.

MathWorks, Inc (Ed.). (1992). *MATLAB, high-performance numeric computation and visualization software: reference guide*. MathWorks.

Nova, R., & Montrasio, L. (1991). "Settlements of shallow foundations on sand." *Géotechnique*, 41(2), 243-256.

NTC (2008). *D.M. 14 Gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana no. 29, 4 Febbraio 2008.

Pender, M., Wotherspoon, L., Sa'Don, N. M., & Orense, R. (2012). Macro element for pile head cyclic lateral loading. *Special Topics in Earthquake Geotechnical Engineering,* 129-145, Springer, Dordrecht.

Pisanò, F., Di Prisco, C. G., & Lancellotta, R. (2014). "Soil-foundation modelling in laterally loaded historical towers." *Géotechnique*, 64(1), 1.

Poulos, H. G. (1971). "Behaviour of laterally loaded piles:II pile groups." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division, ASCE, 97(5), 733-751*.

Rha C, Taciroglu E (2007). "Coupled Macroelement Model of Soil-Structure Interaction in Deep Foundations." *Journal of Engineering Mechanics*, 133(12), 1326-1340.

RINTC Workgroup (2018). *Results of the 2015-2017 Implicit seismic risk of code conforming structures in Italy (RINTC project).* ReLUIS report, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS), Napoli, http://www.reluis.it/

Rippa, F., & Vinale, F. (1983). "Structure and mechanical behaviour of a volcanic tuff." *Proc. 5th ISRM Congress, International Society for Rock Mechanics*.

Russo, G., & Viggiani, C. (1998). Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. *Darmstadt Geotechnics, Darmstadt Univ. of Technology*, 4, 297-322.

Saada, A. S., & Macky, T. (1985). Integrated testing and properties of a Gulf of Mexico clay. In *Strength testing of marine sediments: laboratory and in-situ measurements*. ASTM International.

Salciarini, D., & Tamagnini, C. (2009). "A hypoplastic macroelement model for shallow foundations under monotonic and cyclic loads." *Acta Geotechnica*, 4(3), 163-176.

Veletsos, A. S., & Meek, J. W. (1974). "Dynamic behaviour of building-foundation systems." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(2), 121-138.

Veletsos, A. S., & Nair, V. V. (1975). "Seismic interaction of structures on hysteretic foundations." *Journal of the Structural Division*, 101(1), 109-129.

Vinale, F. (1988). "Caratterizzazione del sottosuolo di un'area campione di Napoli ai fini di una microzonazione sismica." *Rivista Italiana di Geotecnica*, 22(2), 77-100.

Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response." *Journal of geotechnical engineering*, 117(1), 89-107.

Wehling, T. M., Boulanger, R. W., Arulnathan, R., Harder Jr, L. F., & Driller, M. W. (2003). "Nonlinear dynamic properties of a fibrous organic soil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *129*(10), 929-939.

Wolf, J. P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. PrenticeHall. Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

Zania, V. (2014). Natural vibration frequency and damping of slender structures founded on monopiles. *Soil dynamics and Earthquake engineering*, *59*, 8-20.

# Prestazione sismica dei pozzi di fondazione

Sebastiano Rampello, Domenico Gaudio

# Prestazione sismica dei pozzi di fondazione

Sebastiano Rampello e Domenico Gaudio
*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma La Sapienza, Roma*

## SOMMARIO

In questo articolo si discutono i metodi per la valutazione della prestazione sismica dei pozzi di fondazione di pile di ponti o viadotti di grande luce. Si tratta dapprima del ruolo dei pozzi nei fenomeni di interazione terreno-struttura, descrivendo le peculiarità di tale tipo di fondazione, confrontandole con quelle delle fondazioni superficiali, e presentando un esame critico dei metodi maggiormente utilizzati nella pratica professionale. Successivamente, vengono illustrati i principali risultati di uno studio parametrico effettuato mediante analisi dinamiche non lineari svolte in condizioni tridimensionali con il metodo degli elementi finiti. Tali analisi hanno permesso di evidenziare il ruolo della plasticità dei terreni di fondazione nella prestazione sismica di tali sistemi e di individuare il campo di validità dei metodi oggi a disposizione. Un capitolo intermedio è dedicato allo studio dell'influenza delle proprietà inerziali dei pozzi sulla prestazione sismica e sulle azioni trasmesse in fondazione, individuando le condizioni per le quali tali proprietà non possono essere trascurate. Il capitolo finale è invece dedicato alla stima delle azioni statiche equivalenti da considerare nelle verifiche a carico limite dei pozzi di fondazione, utilizzando i risultati dello studio parametrico per correlare le azioni inerziali agenti in fondazione sia alle caratteristiche geometriche e meccaniche del pozzo e della pila, sia alle proprietà dell'*input* sismico.

## 1. INTRODUZIONE: STATO DELL'ARTE E PRASSI PROFESSIONALE

La valutazione della prestazione sismica di un'opera richiede la stima delle sollecitazioni e degli spostamenti indotti durante lo scuotimento sismico e nelle condizioni statiche successive al sisma. Lo studio dell'interazione dinamica terreno-struttura deve quindi, in linea di principio, permettere di valutare non solo i massimi valori istantanei delle sollecitazioni e degli spostamenti indotti dal sisma, ma anche i loro valori permanenti a fine sisma.
Negli studi di interazione si deve tenere conto della presenza della struttura di fondazione che, avendo tipicamente una rigidezza diversa da quella del terreno, si oppone al moto imposto da quest'ultimo e riflette parte delle onde sismiche incidenti ("effetto filtro") modificando così le caratteristiche del moto che sollecita la sovrastruttura. Il moto della struttura di fondazione, denominato *Foundation Input Motion* (*F.I.M.*) è quindi in generale diverso da quello che si ha nelle condizioni di campo libero (*free-field*). Questi effetti, che risultano dalle azioni inerziali agenti sul terreno e che vengono usualmente indicati come "interazione cinematica", sono particolarmente pronunciati per i pozzi di fondazione, a causa della loro elevata rigidezza e della elevata superficie a contatto con il terreno. Un incremento delle azioni trasmesse in fondazione e degli spostamenti della fondazione stessa deriva inoltre dalle azioni inerziali indotte dal sisma sulla struttura di fondazione e sulla sovrastruttura; gli effetti associati a queste azioni, indicati come "interazione inerziale", dipendono principalmente dalle caratteristiche dinamiche del sistema sovrastruttura-fondazione-terreno (periodo fondamentale, rapporto di smorzamento, ecc.). I due fenomeni di interazione, cinematica e inerziale, si manifestano contemporaneamente durante il sisma e si influenzano a vicenda.

È ben noto che per effetto dei citati fenomeni di interazione le caratteristiche dinamiche del sistema differiscono da quelle della sola sovrastruttura considerata incastrata alla base: infatti, il sistema sovrastruttura-fondazione-terreno è caratterizzato da un periodo fondamentale $T_{eq}$ e un rapporto di smorzamento $\xi_{eq}$ maggiori di quelli della sovrastruttura a base fissa, $T_s$ e $\xi_s$. L'incremento del periodo proprio è dovuto alla cedevolezza del sistema fondazione-terreno, mentre quello del rapporto di smorzamento è da attribuire alla dissipazione di energia nei terreni di fondazione, per radiazione (smorzamento geometrico) e isteresi (smorzamento di materiale). Queste modifiche delle proprietà dinamiche del sistema comportano, in generale, un decremento delle sollecitazioni e un incremento degli spostamenti del sistema. Nella pratica professionale corrente, la maggiore attenzione è tipicamente rivolta alla valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali, piuttosto che agli spostamenti, e gli effetti dell'interazione dinamica terreno-struttura sono conseguentemente trascurati "a favore di sicurezza", in particolar modo per opere di modesta importanza.
In realtà, le sollecitazioni agenti all'interno del sistema dipendono dalle proprietà del sistema stesso, dell'evento sismico e dei terreni di fondazione e l'interazione terreno-struttura può in alcuni casi produrre un incremento delle sollecitazioni. Ciò avviene ad esempio per sistemi impalcato-pila-pozzo-terreno molto rigidi, con periodo fondamentale collocato nel ramo crescente dello spettro di risposta in accelerazione, sebbene questa condizione sia poco frequente per pile da ponte fondate su pozzi, a causa degli elevati periodi tipicamente in gioco. Un incremento delle sollecitazioni può invece avvenire con maggiore frequenza per opere fondate su pozzi in terreni molto deformabili, in cui la propagazione delle onde sismiche può produrre valori elevati delle ordinate spettrali nel campo di periodi di maggiore interesse ($0.5 \div 3$ s) (Mylonakis e Gazetas, 2000). Un incremento delle azioni inerziali è inoltre valutato, tenendo conto dell'interazione terreno-struttura, per pile molto alte caratterizzate da modi superiori (bassi periodi) associati a valori non trascurabili delle masse partecipanti.
A prescindere dai summenzionati possibili errori di valutazione delle sollecitazioni, una debita considerazione dei fenomeni di interazione dinamica terreno-struttura è condizione necessaria per una valutazione attendibile degli spostamenti indotti dalle azioni sismiche, e quindi per una progettazione sismica prestazionale (*performance-based design*) affidabile; l'assunzione di base fissa conduce infatti ad una sottostima degli spostamenti indotti dalle azioni sismiche. Una corretta analisi dell'interazione terreno-struttura in condizioni dinamiche permette inoltre di valutare il moto sismico in fondazione (*F.I.M.*), che non è quello agente nelle condizioni di *free-field*.
Di seguito, prima di discutere i risultati di uno studio parametrico sul comportamento sismico dei pozzi di fondazione, si riassumono le principali caratteristiche dei pozzi di fondazione di pile da ponte e si richiamano i principali metodi utilizzati nella pratica professionale per la valutazione della prestazione sismica di tali sistemi, tenendo conto dell'interazione dinamica terreno-struttura.

## 1.1. Caratteristiche dei pozzi di fondazione

I pozzi di fondazione si pongono in una posizione intermedia tra le fondazioni superficiali (plinti) e le fondazioni profonde (pali) (Fig. 1). Essi sono caratterizzati da valori del rapporto tra profondità e diametro (o larghezza) del pozzo, $H/D$, tipicamente compresi tra 0.5 e 8 (Gerolymos e Gazetas, 2006). Per le loro dimensioni, tali fondazioni sono caratterizzate da rigidezza e massa elevate e forte resistenza a carichi verticali e orizzontali. Varun *et al.* (2009) hanno indicato che, per valori del rapporto di snellezza $H/D \leq 6$ e per valori tipici del rapporto

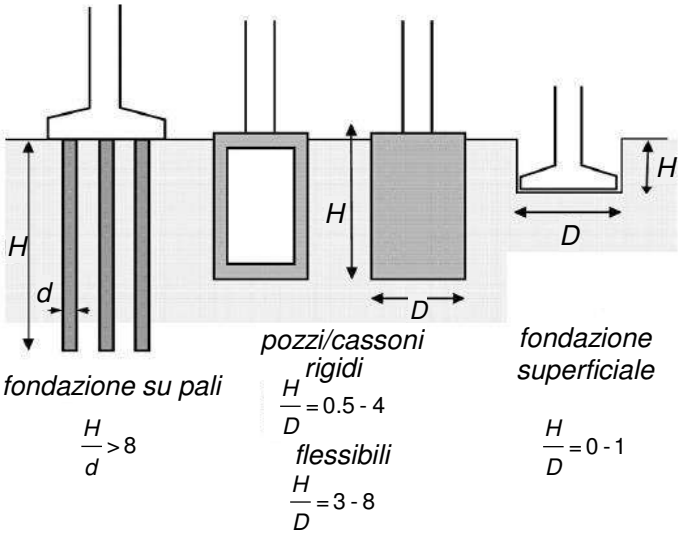



Figura 1: Classificazione delle fondazioni in funzione del rapporto di snellezza (modificata da Gerolymos e Gazetas, 2006).

tra i moduli di Young del calcestruzzo e del terreno, la cinematica di queste fondazioni può essere adeguatamente descritta da un modello di corpo rigido. Nella letteratura scientifica ci si riferisce a "*embedded shallow foundations*" per fondazioni caratterizzate da valori del rapporto *H*/*D* compresi tra 0.5 e 1 (Elsabee e Morray, 1977; Gazetas, 1991; Conti *et al*., 2017) e a "*caisson foundations*" per valori compresi tra 2 e 6 (Varun *et al*., 2009). Per questa tipologia di fondazione il meccanismo resistente alle azioni esterne è caratterizzato da contributi resistenti confrontabili alla base e lungo la superficie laterale, al contrario di quanto avviene per le fondazioni superficiali, per le quali è prevalente il contributo alla base, e per quelle su pali, per le quali prevale il contributo della superficie laterale.
Ai pozzi pieni si ricorre tipicamente nel progetto delle fondazioni delle pile da ponte, come in alcuni tratti dell'Autostrada A1 (Variante di valico) e dell'Autostrada A25 in Italia, mentre all'estero si ricordano il viadotto ferroviario della linea Oued Tlélat-Tlemcen in Algeria, i ponti Port Island e Nishinomia-ko in Giappone, il Verrazzano Narrows e il Williamsburg a New York. In generale, i pozzi di fondazione sono tipicamente utilizzati:

- in presenza di strati superficiali di terreno di mediocri caratteristiche meccaniche;
- in pendii in condizioni prossime a quelle di equilibrio limite;
- in previsione di elevate azioni orizzontali, come in zone fortemente sismiche;
- in presenza di ponti o viadotti soggetti a elevate deformazioni di natura tettonica, come quelle indotte da una faglia (Anastasopoulos *et al*., 2008);
- in presenza di terreni per i quali non sia agevole la realizzazione di pali di fondazione;
- laddove si abbia un vantaggio economico rispetto a una fondazione su pali.

## 1.2. Metodi di analisi

I metodi di analisi disponibili per la valutazione della prestazione sismica dei pozzi di fondazione di pile da ponte 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 il comportamento dell'insieme terreno-struttura è valutato nel dominio del tempo. Tipicamente le analisi sono condotte con codici di calcolo agli elementi finiti (*F.E.M.*) o alle differenze finite (*F.D.M.*), per mezzo dei quali è possibile tener conto di geometrie complesse, del comportamento non lineare e irreversibile dei terreni di fondazione e degli elementi strutturali, nonché della modifica dell'*input* sismico per l'effetto filtro della fondazione. Tali metodi di analisi costituiscono il livello più avanzato a disposizione; tuttavia, la loro diffusione nella pratica professionale è limitata a opere strategiche, o per le quali è richiesta una prestazione sismica molto stringente, ciò a causa dell'elevato onere computazionale e della numerosità dei parametri in gioco, spesso di non facile determinazione e calibrazione.
Le analisi condotte con i metodi semplificati possono essere svolte riferendosi a formulazioni di tipo semi-empirico, analitico, o svolte con tecniche di calcolo numerico, agli elementi finiti (*F.E.M.*) o agli elementi di contorno (*B.E.M.*). Tipicamente, tali metodi valutano la risposta dei terreni di fondazione e della sovrastruttura separatamente, nel dominio delle frequenze, come avviene nel metodo delle sottostrutture. Tale approccio permette di svolgere le analisi di interazione senza un eccessivo onere computazionale e con un numero ridotto di parametri, sebbene richieda l'assunzione di ipotesi fortemente semplificative, quali la linearità di comportamento della struttura e del terreno (§ 1.3). Ciononostante, il metodo delle sottostrutture è il più diffuso nella pratica professionale, qualora si tenga conto dell'interazione terreno-struttura: per questo motivo, nel seguito sono mostrati i tratti salienti del metodo evidenziando, nel contempo, le principali differenze di comportamento tra le fondazioni superficiali e le fondazioni su pozzo.

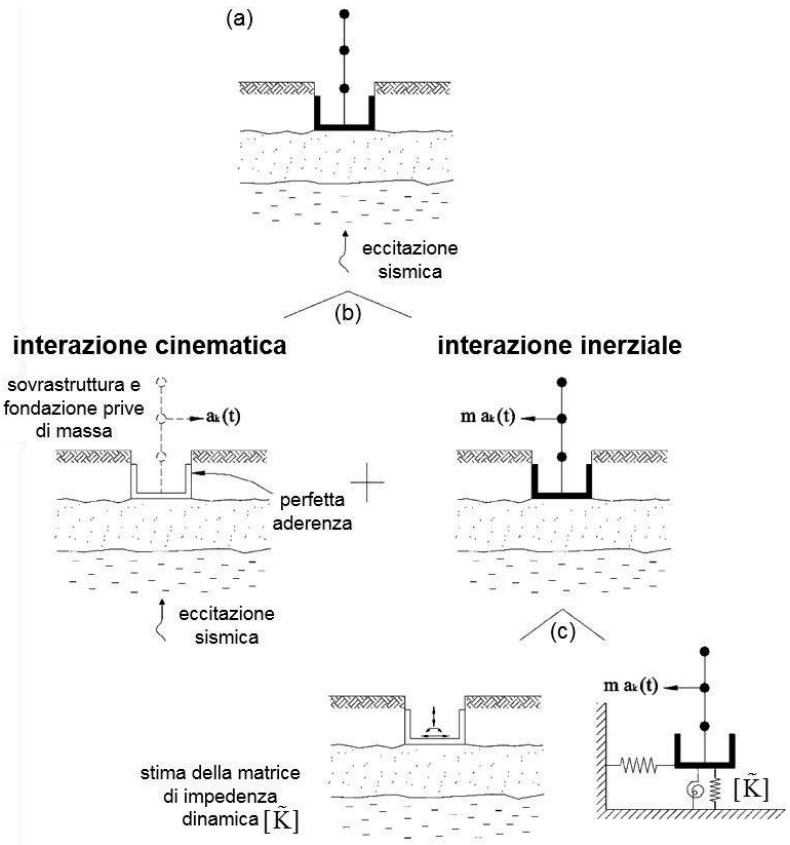



Figura 2: Metodo delle sottostrutture: (a) sistema completo; (b) decomposizione; (c) riduzione del sistema fondazione-terreno e analisi inerziale (modificata da Mylonakis *et al.*, 2006).

### 1.2.1. Metodo delle sottostrutture

Nel metodo delle sottostrutture il problema dell'interazione dinamica terreno-struttura viene decomposto in due fasi distinte, che seguono alla determinazione del moto del terreno nelle condizioni di *free-field*: l'analisi dell'interazione cinematica e l'analisi dell'interazione inerziale (Fig. 2). La soluzione del problema è poi ottenuta per sovrapposizione degli effetti. Alla base del metodo vi è quindi l'ipotesi di comportamento elastico lineare del terreno, della fondazione e della sovrastruttura, che consente di valutare la risposta del sistema nel dominio delle frequenze.

#### *1.2.1.1. Interazione cinematica*

Nell'analisi di interazione cinematica vengono valutate le componenti del moto sismico della fondazione (*F.I.M.*) soggetta al campo di spostamenti *free-field*. La fondazione, in virtù della propria rigidezza, non è in grado di seguire la deformazione imposta dal terreno e parte delle onde sismiche vengono riflesse, con una modifica dei parametri del moto in superficie. Rispetto al moto del terreno nelle condizioni di *free-field*, il *F.I.M.* dei pozzi di fondazione è caratterizzato da una riduzione della componente traslazionale orizzontale e dall'insorgere di una componente rotazionale, differentemente da quanto avviene per le fondazioni superficiali, per le quali questi effetti sono ridotti e generalmente trascurabili. Il *F.I.M.* viene tipicamente espresso in funzione del moto del terreno nelle condizioni di *free-field*:

$$\begin{cases} u_{\mathrm{FIM}}(\omega) = I_{\mathrm{u}}(\omega)\cdot u_{\mathrm{ff}}(z=0,\omega) \\ \theta_{\mathrm{FIM}}(\omega) = I_{\theta}(\omega)\cdot u_{\mathrm{ff}}(z=0,\omega)/H \end{cases} \quad \text{oppure} \quad u_{\mathrm{FIM,top}}(\omega) = I_{\mathrm{u,top}}(\omega)\cdot u_{\mathrm{ff}}(z=0,\omega) \tag{1}$$

in cui $u_{\mathrm{FIM}}$ e $\theta_{\mathrm{FIM}}$ rappresentano lo spostamento orizzontale e l'angolo di rotazione del pozzo e $I_{\mathrm{u}}$ e $I_{\theta}$ sono le funzioni di trasferimento, o i fattori di interazione cinematica, che legano le componenti del *F.I.M.* allo spostamento orizzontale del terreno a piano campagna, nelle condizioni di *free-field*, $u_{\mathrm{ff}}$ ($z = 0$, $\omega$), in cui $\omega$ è la pulsazione di eccitazione; $H$ è la profondità del pozzo. La componente traslazionale del moto viene tipicamente espressa riferendosi alla base ($u_{\mathrm{FIM}}$, $I_{\mathrm{u}}$) o alla testa ($u_{\mathrm{FIM,\,top}}$, $I_{\mathrm{u,\,top}}$) del pozzo; per la rotazione, al contrario, non è necessario specificare il polo di riferimento, poiché il pozzo viene assimilato ad un corpo rigido ($\theta_{\mathrm{FIM}}$ = cost.). I fattori di interazione cinematica dipendono principalmente da due parametri adimensionali:

- la frequenza adimensionale $\beta_0 = \omega H/V_{\mathrm{S}} = 2\pi H/\lambda$, che esprime il rapporto tra la profondità del pozzo $H$ e la lunghezza d'onda del segnale $\lambda = V_{\mathrm{S}}/f$, in cui $V_{\mathrm{S}}$ è la velocità di propagazione delle onde di taglio nel terreno e $f$ la frequenza di eccitazione;
- il rapporto di snellezza del pozzo $H/D$.

L'influenza della frequenza adimensionale sui fattori di interazione cinematica è sintetizzata nella Figura 3 (Gerolymos e Gazetas, 2006). I fattori $I_{\mathrm{u,\,top}}$ e $I_{\theta}$ sono prossimi a zero per valori della frequenza adimensionale $\beta_0 \approx 6$, 12, 18: in queste condizioni, infatti, la forza orizzontale e la coppia applicate dal terreno al pozzo sono nulle, poiché la lunghezza d'onda del segnale è un multiplo intero della profondità del pozzo $H$ (inserto in Fig. 3). Al contrario, i fattori di interazione assumono i valori massimi per $\beta_0 \approx 3$, 9, 15, perché in queste condizioni il terreno impone al pozzo spostamenti orizzontali sbilanciati (area campita nell'inserto), dando luogo ai

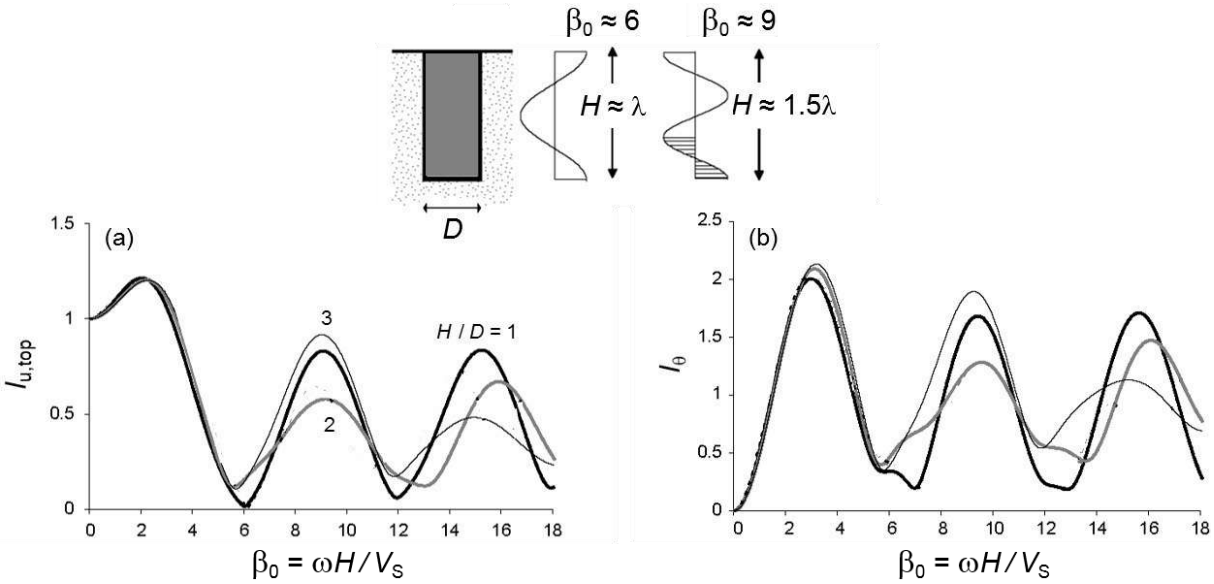



Figura 3: Fattori di interazione cinematica: (a) componente traslazionale del moto in testa al pozzo; (b) rotazione rigida del pozzo (modificata da Gerolymos e Gazetas, 2006).

massimi valori di forza orizzontale e momento. Per le fondazioni superficiali è $\beta_0 \approx 0$, da cui $I_{u,\,top} \approx 1$ e $I_\theta \approx 0$ (Mylonakis *et al.*, 2006).

I risultati ottenuti da Gerolymos e Gazetas (2006) mostrano chiaramente l'effetto della frequenza adimensionale $\beta_0$, ma non l'effetto del rapporto di snellezza del pozzo $H/D$, che sembra influire sui fattori di interazione cinematica esclusivamente alle alte frequenze ($\beta_0 \geq 6$). Al contrario, Conti *et al.* (2017) hanno mostrato che, per una fondazione nastriforme di profondità $H$ e larghezza $D$, i fattori di interazione cinematica dipendono fortemente dal rapporto di snellezza $H/D$ anche per ridotti valori della frequenza adimensionale $\beta_0$. Nello specifico, i fattori di interazione risultano compresi tra i valori che si ottengono nelle condizioni limite di fondazione infinitamente flessibile ($H/D \rightarrow \infty$) e indefinitamente estesa ($H/D = 0$). Espressioni analitiche semplificate per la valutazione dei fattori di interazione cinematica sono state proposte da Elsabee e Morray (1977) e, più recentemente, da Conti *et al.* (2017) per condizioni piane.

I fattori di interazione così ottenuti non consentono di tenere conto dello sfasamento temporale presente, in generale, tra la componente traslazionale e la componente rotazionale del *F.I.M.*. Tuttavia, in maniera approssimata, è possibile applicare tali funzioni agli spettri delle ampiezze di Fourier del moto *free-field* per definire il *F.I.M.* in termini di storie temporali, mentre se il moto *free-field* è definito in termini di spettri di risposta è possibile applicare tali funzioni direttamente allo spettro (Mylonakis *et al.*, 2006).

### *1.2.1.2. Interazione inerziale*

Nell'analisi di interazione inerziale la sovrastruttura è eccitata dal *F.I.M.* precedentemente determinato. In queste analisi la sovrastruttura viene tipicamente schematizzata attraverso modelli a masse concentrate, mentre il sistema fondazione-terreno viene ricondotto a un sistema di impedenze dinamiche, una per ognuno dei 6 gradi di libertà (g. d. l.) di una fondazione rigida (Fig. 2c). La generica impedenza dinamica simula il legame tra le forze e gli spostamenti generalizzati del sistema fondazione-terreno: essa è quindi definita come il rapporto tra la risultante delle reazioni del terreno applicate alla fondazione, $P(t)$, e lo

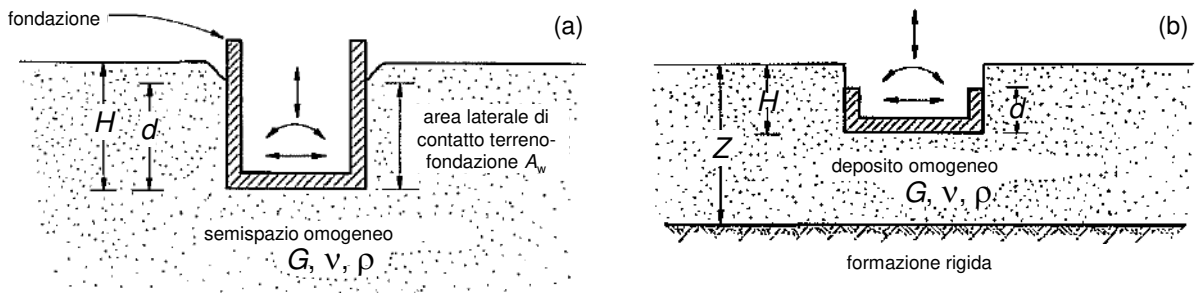



Figura 4: Schemi di calcolo delle impedenze dinamiche di fondazioni interrate: (a) semispazio omogeneo; (b) strato di spessore finito su formazione rigida (modificata da Gazetas, 1991).

spostamento misurato lungo la medesima direzione, $u(t)$: $\tilde{K} = P(t)/u(t)$. Adottando la notazione complessa, la generica impedenza dinamica può essere espressa nella forma:

$$\tilde{K}(\omega) = K(\omega) + i\omega C_{tot}(\omega) = K(\omega) + i\omega\left[C(\omega) + \frac{2K(\omega)}{\omega}\xi\right] \tag{2}$$

in cui $K(\omega)$ è la parte reale e $\omega C_{tot}(\omega)$ è la parte complessa; $i = \sqrt{-1}$ è l'unità immaginaria. Il termine $K(\omega)$ rappresenta la rigidezza dinamica del sistema fondazione-terreno: essa dipende dalla pulsazione $\omega$, poiché quest'ultima influisce sulla distribuzione delle forze d'inerzia nel terreno di fondazione. Il termine $C_{tot}(\omega)$ rappresenta il coefficiente di smorzamento che comprende entrambe le componenti di dissipazione dell'energia nel terreno di fondazione: lo smorzamento per radiazione (di natura geometrica, $C(\omega)$) e quello isteretico (di materiale, $2K(\omega)\xi/\omega$, in cui $\xi$ è il rapporto di smorzamento dei terreni).
La valutazione delle impedenze dinamiche dei pozzi di fondazione è stata effettuata da diversi autori; tra questi, Gazetas (1991) riassume le soluzioni disponibili, ottenute con diversi approcci (analitici, semi-analitici, numerici). In questi studi i terreni di fondazione vengono tipicamente assimilati ad un mezzo visco-elastico lineare dotato di densità $\rho$, modulo di taglio $G = \rho \cdot V_S^2$, coefficiente di Poisson $\nu$ e rapporto di smorzamento $\xi$; la fondazione è invece trattata come un corpo rigido. Gli schemi di riferimento per fondazioni cilindriche interrate, di raggio $R = D/2$, profondità $H$ e contatto fondazione-terreno di altezza $d$ ($\leq H$) sono riportati nella Figura 4, per fondazione immersa in un semispazio (Fig. 4a) e in uno strato di spessore finito, $Z$, delimitato inferiormente da un semispazio indeformabile (Fig. 4b). Per quest'ultimo schema, più generale, nelle eqq. (3) sono di seguito riportate le espressioni delle rigidezze dinamiche e dei coefficienti di smorzamento per radiazione, per il modo traslazionale ($K_{xx}$ e $C_{xx}$), rotazionale ($K_{rr}$ e $C_{rr}$) e accoppiato ($K_{xr}$ e $C_{xr}$) della fondazione. In esse: $K_{xx,\,sur}$, $K_{rr,\,sur}$, $C_{xx,\,sur}$, $C_{rr,\,sur}$ rappresentano le rigidezze dinamiche e i coefficienti di smorzamento della fondazione superficiale corrispondente ($d = H = 0$); $k_{xx}(\omega)$ e $\bar{c}_1(\omega)$ sono coefficienti adimensionali dipendenti dalla frequenza di eccitazione; $V_{La} = 3.4 \cdot V_S/[\pi(1-\nu)]$ è la velocità di Lysmer; $A_{wce}$ e $A_{ws}$ rappresentano la quota parte di superficie laterale della fondazione effettivamente a contatto con il terreno ($d \leq H$), che sottopone il terreno a sollecitazioni di compressione e di taglio; $I_{wce}$ e $J_{ws}$ sono i momenti di inerzia rispetto alla base della fondazione, delle aree $A_{wce}$ e $A_{ws}$; $\Delta_i$ rappresenta le distanze delle aree $A_{wce,\,i}$. Le espressioni dei coefficienti $C_{xx}$ e $C_{rr}$ sono valide per frequenze $f > f_{cut\text{-}off}$, in cui $f_{cut\text{-}off} = 4/3 \cdot f_{0,s} = 4/3 \cdot V_S/4Z$ per $C_{xx}$ e $f_{cut\text{-}off} = f_{0,c} = V_{La}/4Z$ per $C_{rr}$; per valori minori di $f$ si può assumere $C_{xx} = C_{rr} = 0$.

$$\begin{cases} K_{xx}(\omega) = \left[ K_{xx,sur}\left(1+\dfrac{d}{R}\right)\left(1+1.25\dfrac{H}{Z}\right)\right]\cdot k_{xx}(\omega) \\ C_{xx}(\omega) = C_{xx,sur}(\omega) + \rho V_{La} A_{wce} + \rho V_S A_{ws} \\ K_{xr}(\omega) = \left[\dfrac{1}{3} d K_{xx}(\omega=0)\right] \\ C_{xr}(\omega) = \dfrac{1}{3} d C_{xx}(\omega) \\ K_{rr}(\omega) = \left[ K_{rr,sur}\left(1+2\dfrac{d}{R}\right)\left(1+0.65\dfrac{H}{Z}\right)\right]\cdot\left(1-0.2\dfrac{\omega R}{V_S}\right) \\ C_{rr}(\omega) = C_{rr,sur}(\omega) + \rho V_{La} I_{wce}\bar{c}_1 + \rho V_S\left(J_{ws} + \sum_i \left[A_{wce,i}\cdot\Delta_i^2\right]\right)\bar{c}_1(\omega) \end{cases} \tag{3}$$

Le eqq. (3) sono state ricavate per valori del rapporto di snellezza $H/D \leq 1.5$ e $H/Z \leq 0.5$. Per valori più elevati del rapporto di snellezza $H/D$ possono essere utilizzate le espressioni proposte da Varun *et al.* (2009).

A parità di dimensioni in pianta e di caratteristiche dei terreni, dalle eqq. (3) segue che le fondazioni interrate presentano valori delle rigidezze dinamiche $K(\omega)$ e dei coefficienti di smorzamento $C(\omega)$ maggiori di quelli delle fondazioni superficiali, per via della loro profondità ($H$) e del contatto pozzo-terreno ($d \leq H$). Inoltre, al contrario delle fondazioni superficiali, per le fondazioni interrate sono presenti anche i termini rettangolari ($K_{xr}$ e $C_{xr}$), a causa della distanza, in generale non nulla, tra la risultante delle reazioni del terreno e il baricentro della fondazione.

L'incremento della rigidezza e dello smorzamento delle fondazioni interrate rispetto alle fondazioni superficiali influisce sulla modifica delle proprietà dinamiche del sistema causata dai fenomeni di interazione, cioè sull'incremento del periodo fondamentale $T_{eq}$ e del rapporto di smorzamento $\xi_{eq}$ rispetto alla condizione di base fissa ($T_s$, $\xi_s$).

Wolf (1985) ha ricavato le espressioni analitiche del periodo fondamentale $T_{eq}$ e del rapporto di smorzamento $\xi_{eq}$ per un oscillatore a un grado di libertà visco-elastico lineare, con fondazione circolare di raggio $R$, infinitamente rigida e priva di massa, posta sul piano limite di un semispazio visco-elastico lineare dotato di densità $\rho$, modulo di taglio $G = \rho \cdot V_S^2$, coefficiente di Poisson $\nu$ e rapporto di smorzamento $\xi$. L'oscillatore elementare, di altezza $h_s$, è caratterizzato da una rigidezza $k_s$, un rapporto di smorzamento $\xi_s$ e una massa concentrata $m_s$; il periodo fondamentale dell'oscillatore a base fissa è quindi pari a $T_s = 2\pi\sqrt{(m_s/k_s)}$. Il sistema fondazione-terreno è ricondotto a un sistema di molle e smorzatori in parallelo, le cui caratteristiche possono essere ottenute dalle eqq. (3) trascurando la dipendenza dalla frequenza di eccitazione e ponendo $d = H = 0$ (fondazione superficiale) e $Z \to \infty$ (semispazio). L'intero sistema oscillatore-fondazione-semispazio, che ha tre gradi di libertà, è assimilato a un oscillatore equivalente caratterizzato da un periodo $T_{eq}$ e un rapporto di smorzamento $\xi_{eq}$ equivalenti. Le espressioni analitiche sono ricavate in forma adimensionale:

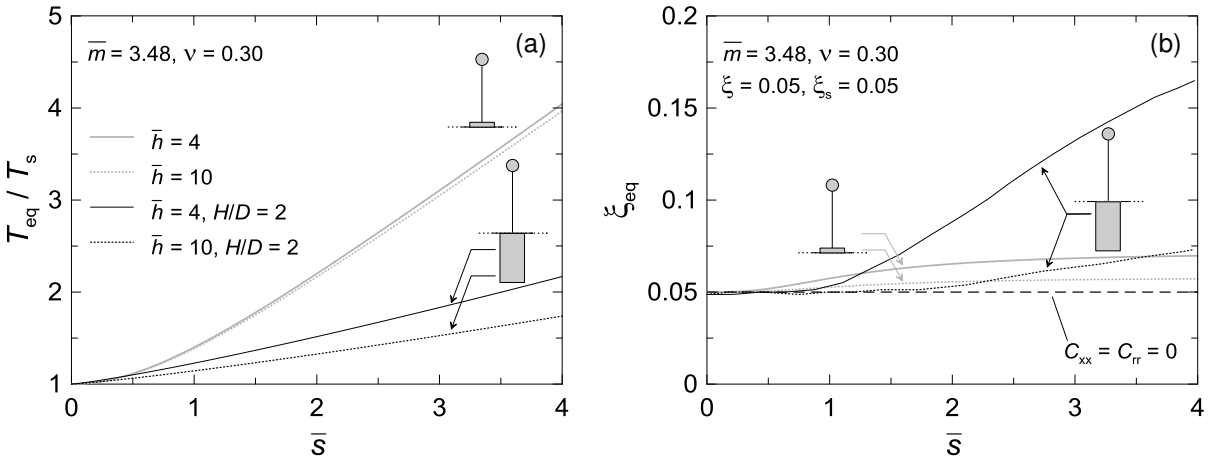



Figura 5: Proprietà dinamiche dell'oscillatore equivalente per fondazione superficiale (Wolf, 1985) e pozzo (Tsigginos *et al.*, 2008): (a) periodo fondamentale; (b) rapporto di smorzamento.

$$\begin{cases} \dfrac{T_{eq}}{T_s} = \sqrt{1 + \dfrac{\bar{s}^2 \cdot \bar{m}}{8}\left[\dfrac{(2-\nu)}{\bar{h}^2} + 3(1-\nu)\right]} \\ \xi_{eq} = \left(\dfrac{T_{eq}}{T_s}\right)^{-2} \xi_s + \left[1 - \left(\dfrac{T_{eq}}{T_s}\right)^{-2}\right]\xi + \left(\dfrac{T_{eq}}{T_s}\right)^{-3} \dfrac{\bar{s}^3 \cdot \bar{m}}{\bar{h}}\left[0.036\dfrac{(2-\nu)}{\bar{h}^2} + 0.028(1-\nu)\right] \end{cases} \tag{4}$$

in funzione di tre parametri adimensionali $\bar{s}$, $\bar{m}$ e $\bar{h}$:

$$\bar{s} = \frac{2\pi \cdot h_s}{T_s \cdot V_S} \qquad \bar{m} = \frac{m_s}{\rho \cdot R^3} \qquad \bar{h} = 2\frac{h_s}{D} \tag{5}$$

Essi rappresentano il rapporto di rigidezza e il rapporto di massa tra la sovrastruttura e il terreno, e il rapporto di snellezza della sovrastruttura. Nella Figura 5 sono mostrati, con linea grigia, gli andamenti del rapporto dei periodi $T_{eq}/T_s$ (Fig. 5a) e di smorzamento $\xi_{eq}$ (Fig. 5b) in funzione del rapporto di rigidezza $\bar{s}$ e di snellezza $\bar{h}$, per $\bar{m} = 3.48$, $\nu = 0.30$ e $\xi = \xi_s = 0.05$. I valori adottati per il rapporto di snellezza $\bar{h} = 4$, 10 sono tipici delle pile da ponte. A parità di proprietà meccaniche dei terreni di fondazione, gli effetti dell'interazione sono massimi per sovrastrutture rigide e tozze (valori elevati di $\bar{s}$ e ridotti di $\bar{h}$). Nell'intervallo di valori scelto per i parametri adimensionali, l'influenza del rapporto di snellezza della sovrastruttura $\bar{h}$ è trascurabile per il rapporto dei periodi $T_{eq}/T_s$, al contrario di quanto avviene per il rapporto di smorzamento $\xi_{eq}$ che, per $\bar{h} = 4$, cresce al crescere di $\bar{s}$ tendendo asintoticamente al valore massimo ($\xi_{eq} \approx 7.5$ %): ciò è attribuibile al maggiore contributo dello smorzamento per radiazione nelle strutture tozze. Infatti, per ridotti valori di $\bar{h}$ il moto del sistema è governato prevalentemente dalla componente traslazionale del moto della fondazione, alla quale corrispondono valori massimi dello smorzamento per radiazione. Al contrario, per sovrastrutture snelle (elevati valori di $\bar{h}$) il moto dell'intero sistema è dominato dalla componente rotazionale del moto della fondazione (*rocking*), per la quale lo smorzamento per radiazione è ridotto (Gazetas, 1991). Le pile da ponte sono tipicamente caratterizzate da elevati rapporti di snellezza e quindi da valori trascurabili dello smorzamento per radiazione.

In queste condizioni diviene centrale una valutazione attendibile del rapporto di smorzamento isteretico del terreno di fondazione perché esso costituisce l'unica fonte di dissipazione dell'energia. Ad esempio, la Figura 5b mostra che, nell'ipotesi di smorzamento per radiazione nullo ($C_{xx} = C_{rr} = 0$), lo smorzamento del sistema è molto basso ($\xi_{eq} = \xi = 0.05$ nel caso in esame) e non dipende dai parametri adimensionali $\bar{s}$ e $\bar{h}$. Risultati analoghi a quelli presentati da Wolf (1985) sono stati ottenuti da Tsigginos *et al.* (2008) per il caso specifico di pile da ponte fondate su pozzi. Nelle analisi condotte dagli Autori, l'interazione terreno-struttura è stata schematizzata attraverso molle e smorzatori in parallelo, distribuiti lungo il fusto e concentrati alla base del pozzo (*four-spring Winkler model*). È stata quindi fornita una relazione approssimata per la stima del rapporto $T_{eq}/T_s$:

$$\frac{T_{eq}}{T_s} \approx 1 + \bar{s}_T^{\,1.18} \cdot \bar{m}_T^{\,0.613} \cdot \bar{h}_T^{\,-0.5} \tag{6}$$

in cui

$$\bar{s}_T = \bar{s} = \frac{2\pi \cdot h_s}{T_s \cdot V_S} \qquad \bar{m}_T = \frac{m_s}{m_{pozzo}} = \frac{\bar{m}}{2\pi \frac{\rho_{cls}}{\rho} \cdot \frac{H}{D}} \qquad \bar{h}_T = \bar{h} = 2\frac{h_s}{D} \tag{7}$$

ove $\rho_{cls}/\rho$ è il rapporto tra le densità del pozzo e del terreno e $H/D$ è il rapporto di snellezza del pozzo. Adottando i valori $\rho_{cls}/\rho = 1$, $H/D = 2$ e $\bar{m}_T = 0.28$, che restituiscono $\bar{m} = 3.48$, si ottengono le curve diagrammate nella Figura 5 con linea nera. I maggiori valori delle rigidezze dinamiche e dei coefficienti di smorzamento dei pozzi di fondazione producono un minore incremento del rapporto dei periodi ($T_{eq}/T_s$) e un maggiore incremento del rapporto di smorzamento ($\xi_{eq}$), rispetto a quanto osservato per le fondazioni superficiali (eqq. (3)). In particolare, a parità di proprietà meccaniche dei terreni di fondazione, le differenze tra fondazioni a pozzo e quelle superficiali sono massime per sovrastrutture rigide ($\bar{s} = 4$) e meno snelle ($\bar{h} = 4$): in questo caso, infatti, per pile fondate su pozzi si ottiene $T_{eq}/T_s \approx 2$ e $\xi_{eq} \approx 17$ %, a fronte dei valori $T_{eq}/T_s \approx 4$ e $\xi_{eq} \approx 7$ % calcolati per pile su fondazioni superficiali.

## 1.3. Limiti dei metodi utilizzati nella pratica professionale

Nella pratica professionale il metodo delle sottostrutture viene tipicamente utilizzato trascurando gli effetti dell'interazione cinematica e il moto in fondazione viene stimato tenendo conto delle modifiche indotte dalla propagazione delle onde sismiche nei terreni mediante metodi semplificati (Ministero delle Infrastrutture, 2018) o analisi di risposta sismica locale svolte con il metodo lineare equivalente, spesso in condizioni monodimensionali (Idriss e Seed, 1968). Nel primo caso l'azione sismica è rappresentata da uno spettro di risposta, mentre nel secondo essa può essere rappresentata sia attraverso uno spettro di risposta, sia attraverso una storia temporale delle accelerazioni.
Il comportamento non lineare dei terreni di fondazione viene portato in conto adottando i valori operativi del modulo di taglio $G$ e del rapporto di smorzamento isteretico $\xi$ che possono essere valutati, in prima approssimazione, in funzione dell'intensità dell'azione sismica

(CEN, 2005a), o possono essere ottenuti da analisi di risposta sismica locale svolte con il metodo lineare equivalente.
Da quanto fin qui esposto emerge che, nonostante il metodo delle sottostrutture sia in grado di tener conto dei principali fattori che influenzano la prestazione sismica del sistema, esso presenta numerosi limiti, la maggior parte dei quali deriva dall'ipotesi di comportamento lineare dei terreni e della struttura. In queste ipotesi infatti:

- non è possibile calcolare i valori permanenti degli spostamenti, delle rotazioni e dei cedimenti del sistema e il metodo restituisce, tipicamente, una sovrastima dei valori massimi attinti durante l'evento sismico;
- non è possibile considerare la natura bifase dei terreni di fondazione, trascurando così gli effetti delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma sulla resistenza e sulla rigidezza del sistema fondazione-terreno;
- non è possibile considerare le non linearità indotte dal sisma in prossimità dell'opera (non linearità secondarie), ma solo quelle indotte nelle condizioni di *free-field* (non linearità primarie);
- non si tiene in genere conto della dipendenza delle impedenze dinamiche del sistema fondazione-terreno dalla frequenza di eccitazione;
- nelle analisi modali (o dinamiche lineari) con spettro di risposta, nelle quali si tiene conto della capacità dissipativa degli elementi strutturali attraverso il fattore di struttura $q$, non è possibile tenere conto della capacità dissipativa dei terreni di fondazione, a meno di svolgere un'analisi modale complessa (Veletsos e Ventura, 1986), scarsamente utilizzata nella pratica professionale e non implementata nei codici di calcolo maggiormente diffusi;
- nelle analisi svolte nel dominio del tempo, nelle quali l'azione sismica è rappresentata da una storia temporale delle accelerazioni, non è possibile portare in conto la capacità dissipativa degli elementi strutturali, mentre è possibile considerare quelle dei terreni di fondazione.

Per i motivi esposti, l'analisi dell'interazione dinamica terreno-struttura deve, in linea di principio, essere svolta descrivendo con sufficiente accuratezza il comportamento non lineare e irreversibile dei terreni di fondazione, valutando così correttamente l'influenza della plasticità dei terreni sulla prestazione sismica dell'intero sistema. A tale scopo, nel paragrafo successivo si discutono i risultati di uno studio parametrico condotto mediante analisi dinamiche complete del sistema terreno-pozzo-pila-impalcato. Sebbene tale approccio non possa essere proposto come approccio di progetto nella pratica professionale corrente, per l'elevato onere computazionale e per le difficoltà di calibrazione del modello numerico, esso permette una migliore interpretazione dei fenomeni di interazione dinamica terreno-struttura e una stima quantitativa degli effetti legati al comportamento plastico dei terreni di fondazione. Esso permette inoltre di riconoscere le combinazioni di caratteristiche del sistema e dell'*input* sismico per le quali il ruolo della plasticità dei terreni non deve essere trascurato e può fornire la base per la calibrazione di un macro-elemento pozzo-terreno in condizioni dinamiche.

## 2. IL RUOLO DELLA PLASTICITÀ DEI TERRENI

L'interazione dinamica terreno-struttura dei pozzi di fondazione di pile da ponte ha ricevuto una sempre maggiore attenzione nella letteratura scientifica negli ultimi 40 anni, a seguito della loro buona prestazione sismica durante terremoti di elevata intensità. I pozzi di fondazione hanno ad esempio contribuito a evitare il collasso di campate di ponti di grande

luce durante i terremoti di Kobe (1995) (Gerolymos e Gazetas, 2006) e di Chichi (1999) (Anastasopoulos *et al*., 2008), sebbene altri pozzi abbiano manifestato una peggiore prestazione sismica, con spostamenti e rotazioni eccessive e fessurazione diffusa (Matsui, 1998), o con raggiungimento di uno stato limite strutturale per taglio, causato dall'affioramento di una superficie di faglia (Kawashima, 2002).
Le ricognizioni post-sismiche condotte a seguito di eventi sismici intensi hanno chiaramente mostrato che lo sviluppo di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione è, nella maggior parte dei casi, inevitabile. In virtù di queste osservazioni, e diversamente da quanto indicato dalle Normative Tecniche europee (CEN, 2005b) e italiane (Ministero delle Infrastrutture, 2018), il possibile sviluppo di deformazioni plastiche in fondazione può essere inteso come un utile strumento di protezione della sovrastruttura: in questo contesto, il sistema terreno-fondazione agirebbe da isolatore naturale, limitando così la domanda in duttilità della pila, al costo di un maggiore accumulo di spostamenti e rotazioni permanenti del sistema (Gazetas, 2015). I valori di tali grandezze devono quindi essere contenuti entro limiti accettabili: nello specifico, essi devono risultare inferiori a fissati valori di soglia associati allo stato limite considerato, cioè al tempo di ritorno dell'azione sismica di progetto e alla vita di riferimento prevista per l'opera. A tal fine è necessario dotarsi di strumenti di calcolo adeguati che permettano una stima attendibile dei valori massimi e permanenti degli spostamenti, delle rotazioni e dei cedimenti dell'opera, durante e al termine dell'evento sismico. L'ipotesi, alla base del metodo delle sottostrutture, di comportamento visco-elastico lineare del terreno, del pozzo di fondazione e della sovrastruttura, rende tale approccio inadatto allo scopo, per tutti i limiti precedentemente discussi (§ 1.3).
Nella letteratura scientifica sono disponibili studi nei quali si è valutata la prestazione sismica dell'intero sistema terreno-pozzo-sovrastruttura tenendo conto del comportamento non lineare e irreversibile dei terreni di fondazione. Tuttavia, alcuni di essi si riferiscono a casi specifici (Callisto *et al*., 2013; Rampello *et al*., 2013), mentre in altri il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è descritto con un modello monofase, espresso in termini di tensioni totali (Zafeirakos e Gerolymos, 2013).
Da qui l'esigenza di eseguire uno studio parametrico in termini di tensioni efficaci, ma in condizioni non drenate, considerando il comportamento non lineare ed irreversibile e la natura bifase dei terreni di fondazione. Nello specifico, la prestazione sismica di sistemi terreno-pozzo-pila-impalcato è stata valutata svolgendo analisi dinamiche non lineari condotte in condizioni tridimensionali con il metodo degli elementi finiti. Nelle analisi sono stati considerati 14 sistemi, caratterizzati da differenti valori di: diametro $D$ e rapporto di snellezza $H/D$ del pozzo; altezza $h_s$ e rigidezza $k_s$ della pila; peso dell'impalcato $m_{imp}$. I sistemi sono stati soggetti a 6 registrazioni sismiche, caratterizzate da differente intensità, contenuto in frequenza e durata della fase di *strong-motion*. Le proprietà geometriche e meccaniche dei diversi sistemi sono state selezionate per ottenere lo stesso coefficiente di sicurezza nei riguardi della capacità portante, quindi le stesse condizioni iniziali, nonché per promuovere l'attivazione di deformazioni irreversibili nel terreno, durante l'evento sismico. Nello specifico, tutti i sistemi sono caratterizzati da un coefficiente di sicurezza a carico limite verticale $F_{Sv} = 5.5$, nelle condizioni statiche precedenti al sisma, e un coefficiente pseudostatico $F_{Se} = 0.7$ ($< 1$), seguendo Zafeirakos e Gerolymos (2013). Nelle analisi sono stati riprodotti gli effetti delle fasi costruttive dei pozzi di fondazione attraverso una procedura semplificata. Nel contesto di una progettazione prestazionale sismica, la prestazione dei sistemi è stata valutata attraverso i valori massimi e permanenti attinti dagli spostamenti del sistema durante e al termine dell'evento sismico. L'influenza della plasticità dei terreni di fondazione è stata valutata confrontando i risultati di queste analisi con quelli ottenuti

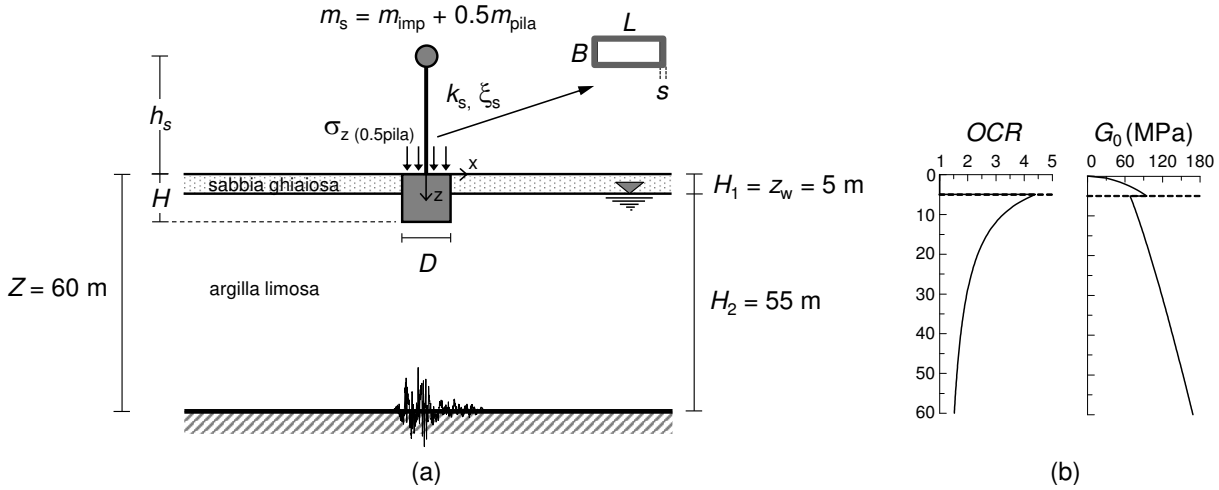



Figura 6: Schema di riferimento del problema (a); profili assunti per il grado di sovraconsolidazione e il modulo di taglio iniziale (b).

Tabella 1: Parametri meccanici assunti per i terreni di fondazione e adottati nel modello *HS small*.

| | $\gamma$ (kN/m$^3$) | $c'$ (kPa) | $\varphi'$ (°) | *OCR* | $k_0$ | $G_0^{ref}$ (MPa) | $m$ | $\gamma_{0.7}$ (%) | $E'_{ur}{}^{ref}$ (MPa) | $\nu_{ur}$ | $E'_{50}{}^{ref}$ (MPa) | $E'_{oed}{}^{ref}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| sabbia | 20 | 0 | 30 | - | 0.5 | 145.7 | 0.61 | 0.024 | 174.9 | 0.2 | 58.3 | 58.3 |
| argilla | 20 | 20 | 23 | 4.4÷1.5 | 1.1÷0.7 | 65.7 | 0.75 | 0.045 | 58.2 | 0.2 | 19.4 | 19.4 |

nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare dei terreni di fondazione. Il confronto ha permesso di individuare l'intervallo di proprietà del sistema e dell'*input* sismico nel quale la plasticità dei terreni di fondazione diviene non trascurabile (Gaudio e Rampello, 2018).

## 2.1. Definizione dello studio parametrico

La Figura 6a mostra lo schema di riferimento del problema, nel quale viene considerata la sezione trasversale di un ponte o viadotto ideale. Una pila di altezza $h_s$, a sezione rettangolare cava, è fondata su un pozzo cilindrico, di diametro $D$ e altezza $H$, costruito in un deposito alluvionale caratterizzato da uno strato di sabbia ghiaiosa di spessore $H_1 = 5$ m e da uno strato di argilla limosa mediamente consistente di spessore $H_2 = 55$ m. Il regime delle pressioni interstiziali è idrostatico, con superficie libera al letto dello strato di sabbia ghiaiosa ($z_w = H_1 = 5$ m). L'*input* sismico è applicato nella direzione $x$ in corrispondenza della formazione rigida di base ($Z = 60$ m), in termini di storie temporali delle accelerazioni orizzontali. La pila è assimilata a un oscillatore elementare visco-elastico lineare, dotato di rigidezza (flessionale) $k_s$ e massa concentrata in testa $m_s = m_{imp} + 0.5 \cdot m_{pila}$, rappresentativa della massa dell'impalcato e della metà superiore della pila. La metà inferiore della pila è rappresentata da una distribuzione di tensioni verticali $\sigma_{z\,(0.5pila)}$, applicata in testa al pozzo al fine di riprodurre il corretto stato tensionale nei terreni di fondazione.
Nella Tabella 1 sono riportati i parametri meccanici assunti per i terreni di fondazione: peso dell'unità di volume $\gamma$, coesione efficace $c'$, angolo di resistenza al taglio $\varphi'$, grado di sovraconsolidazione *OCR* e coefficiente di spinta in quiete $k_0$. Il modulo di taglio iniziale $G_0$ è stato calcolato con le relazioni empiriche proposte da Hardin e Richart (1963) per lo strato di sabbia e da Rampello *et al.* (1995) per lo strato di argilla. I profili del grado di sovraconsolidazione e del modulo di taglio iniziale sono riportati nella Figura 6b.

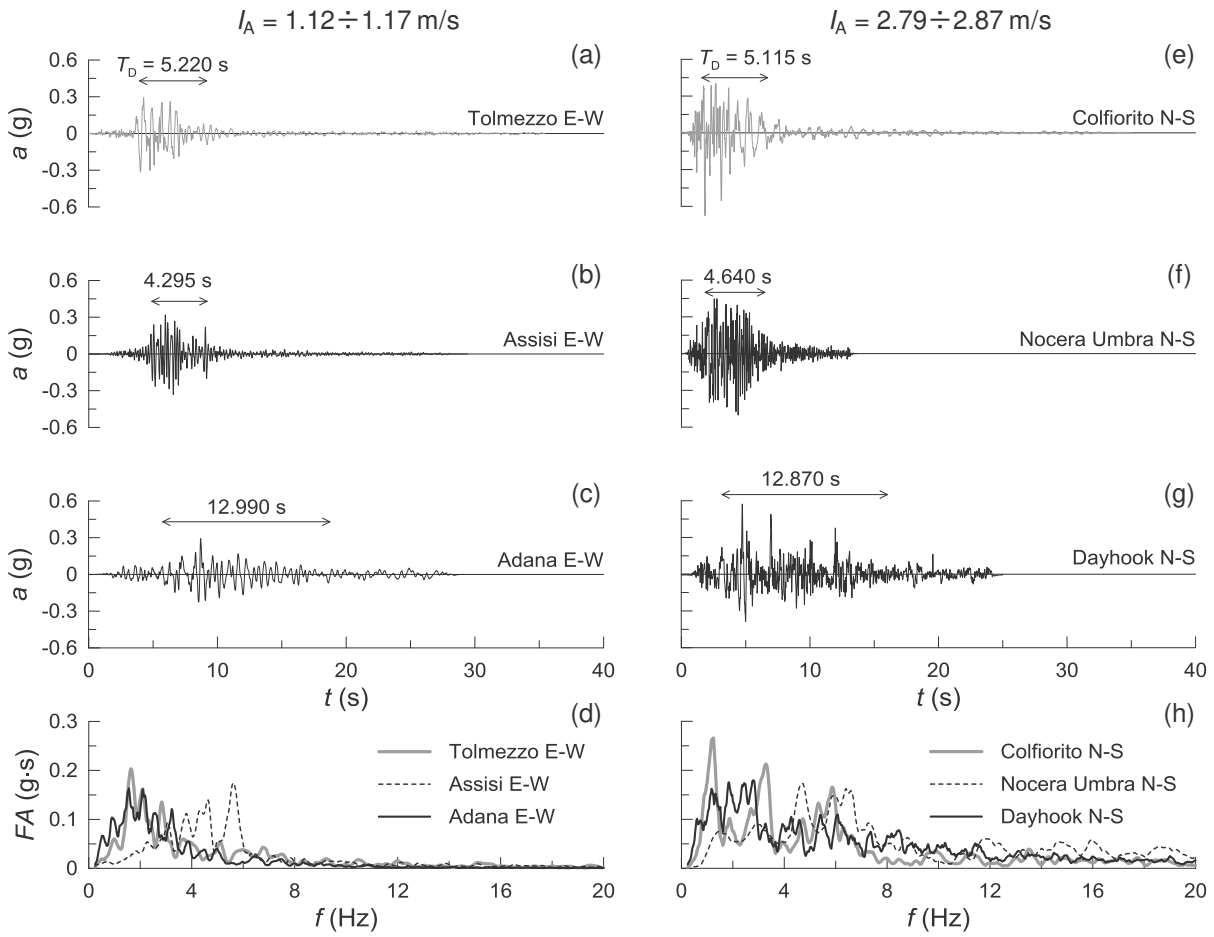



Figura 7: *Input* sismici adottati nelle analisi: (a)-(c), (e)-(g) storie temporali delle accelerazioni orizzontali scalate; (d) e (h) spettri delle ampiezze di Fourier.

Il comportamento non lineare e irreversibile dei terreni di fondazione è stato descritto con il modello costitutivo *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness* (*HS small*; Benz *et al.*, 2009), in cui si assume un comportamento elasto-plastico con incrudimento isotropo e criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. I valori dei parametri del modello utilizzati nelle analisi sono riportati nella Tabella 1; $G_0^{ref}$ e $m$ sono stati calibrati per riprodurre il profilo del modulo di taglio $G_0$ mostrato nella Figura 6b, mentre la deformazione di taglio $\gamma_{0.7}$ e il modulo di scarico e ricarico $E'_{ur}{}^{ref}$ sono stati calibrati sulle curve di decadimento assunte per lo strato di sabbia (Seed e Idriss, 1970) e di argilla (Vucetic e Dobry, 1991), per un valore dell'indice di plasticità $I_p = 25$ %. Per il coefficiente di Poisson $\nu_{ur}$ e i moduli elasto-plastici $E'_{50}{}^{ref}$ e $E'_{oed}{}^{ref}$ si sono adottati valori tipici: $\nu_{ur} = 0.2$ e $E'_{50}{}^{ref} = E'_{oed}{}^{ref} = E'_{ur}{}^{ref}/3$. All'interfaccia pozzo-terreno si è assunta una resistenza puramente attritiva con angolo di attrito $\delta = \tan^{-1}[2/3\tan\varphi']$. Gli *input* sismici adottati nelle analisi rappresentano eventi sismici di elevata intensità registrati in Italia, Turchia e Iran: essi sono stati suddivisi in due insiemi, caratterizzati da due diversi valori dell'intensità di Arias $I_A$ (Fig. 7). Tali accelerogrammi sono stati selezionati con il duplice obiettivo di rispettare i requisiti di spettro-compatibilità nei riguardi di uno spettro elastico di riferimento ottenuto per un fissato stato limite ultimo ($T_R = 1424$ anni), non riportato per brevità, e di essere rappresentativi di un ampio intervallo di valori del periodo medio $T_m$ (Rathje *et al.*, 1998) e della durata della fase di *strong-motion* $T_D$ (Trifunac *et al.*, 1975). Le proprietà sintetiche degli *input* sismici sono riportate nella Tabella 2, in cui $F$ è

Tabella 2: Parametri sintetici degli *input* sismici selezionati per le analisi numeriche.

| registrazione | $F$ | $a_{max,inp}$ (g) | $I_A$ (m/s) | $T_m$ (s) | $T_D$ (s) |
|---|---|---|---|---|---|
| Tolmezzo E-W (1978) | 1.00 | 0.316 | 1.17 | 0.50 | 5.220 |
| Assisi E-W (1997) | 2.00 | 0.332 | 1.12 | 0.24 | 4.295 |
| Adana E-W (1998) | 1.05 | 0.292 | 1.17 | 0.62 | 12.990 |
| Colfiorito N-S (1997) | 2.00 | 0.676 | 2.79 | 0.51 | 5.115 |
| Nocera Umbra N-S (1997) | 1.00 | 0.502 | 2.87 | 0.21 | 4.640 |
| Dayhook N-S (1978) | 1.45 | 0.573 | 2.84 | 0.46 | 12.870 |

il fattore di scala degli accelerogrammi applicato per ottenere i valori delle intensità di Arias di interesse e $a_{max,\,inp}$ è il valore di picco della storia temporale delle accelerazioni. Il primo e il secondo accelerogramma di ogni insieme differiscono per il periodo medio $T_m$, e quindi nel contenuto in frequenza (spettri di Fourier in Figg. 7d, h), mentre il primo e il terzo differiscono per la durata significativa $T_D$, a parità degli altri parametri sintetici del moto.
Nello studio parametrico sono stati considerati 14 differenti sistemi terreno-pozzo-pila-impalcato, caratterizzati da due diversi valori del diametro del pozzo, $D$ = 8 e 12 m, tre valori del rapporto di snellezza, $H/D$ = 0.5, 1 e 2, e tre valori dell'altezza della pila, $h_s$ = 15, 30 e 60 m. Le caratteristiche geometriche, meccaniche e dinamiche dei sistemi sono riportate nella Tabella 3. I valori della rigidezza flessionale $k_s$, della massa dell'impalcato $m_{imp}$ e della pila $m_{pila}$ sono rappresentativi di ponti con impalcati semplicemente appoggiati o a travata continua, con campate di lunghezza compresi tra i 40 e i 110 m, e sono stati calcolati per ottenere prefissati coefficienti di sicurezza a carico limite: $F_{Sv}$ = 5.5 e $F_{Se}$ = 0.7. Un valore del coefficiente pseudo-statico minore dell'unità è stato scelto per favorire l'attivazione di deformazioni irreversibili nei terreni di fondazione in presenza di azioni sismiche sufficientemente intense (Zafeirakos e Gerolymos, 2013). I coefficienti di sicurezza sono stati calcolati utilizzando le soluzioni classiche di Brinch Hansen (1970) e di Froelich (1936). La

Tabella 3: Caratteristiche geometriche, meccaniche e dinamiche dei sistemi considerati nello studio.

| $D$ (m) | $H/D$ | $h_s$ (m) | $k_s$ (MN/m) | $m_{pila}$ (Mg) | $m_{imp}$ (Mg) | $m_s$ (Mg) | $T_s$ (s) | $T_{eq}$ (s) | $T_{eq}/T_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 0.5 | 30 | 10.1 | 196.7 | 1278.0 | 1376.4 | 2.32 | 3.22 | 1.39 |
| | 1 | 30 | 11.8 | 217.2 | 1500.3 | 1608.9 | 2.32 | 2.95 | 1.27 |
| | | 60 | 6.2 | 1018.9 | 698.6 | 1208.1 | 2.76 | 3.59 | 1.30 |
| | 2 | 15 | 102.4 | 112.0 | 2115.4 | 2171.4 | 0.91 | 1.26 | 1.38 |
| | | 30 | 46.9 | 422.6 | 1804.8 | 2016.1 | 1.30 | 1.80 | 1.38 |
| | | 60 | 20.8 | 1065.0 | 1162.4 | 1694.9 | 1.79 | 2.47 | 1.38 |
| 12 | 0.5 | 15 | 106.4 | 113.2 | 3445.1 | 3501.7 | 1.14 | 1.76 | 1.54 |
| | | 30 | 37.7 | 384.8 | 3173.5 | 3365.9 | 1.88 | 2.76 | 1.47 |
| | | 60 | 19.8 | 1399.3 | 2159.0 | 2858.6 | 2.39 | 3.62 | 1.51 |
| | 1 | 15 | 169.3 | 134.6 | 4160.5 | 4227.8 | 0.99 | 1.43 | 1.44 |
| | | 30 | 78.7 | 489.2 | 3806.0 | 4050.6 | 1.43 | 2.06 | 1.44 |
| | | 60 | 29.9 | 1454.0 | 2841.1 | 3568.1 | 2.17 | 3.05 | 1.40 |
| | 2 | 30 | 411.2 | 904.2 | 4986.9 | 5439.0 | 0.72 | 1.26 | 1.75 |
| | | 60 | 192.3 | 3156.8 | 2374.3 | 4132.7 | 0.92 | 1.61 | 1.75 |

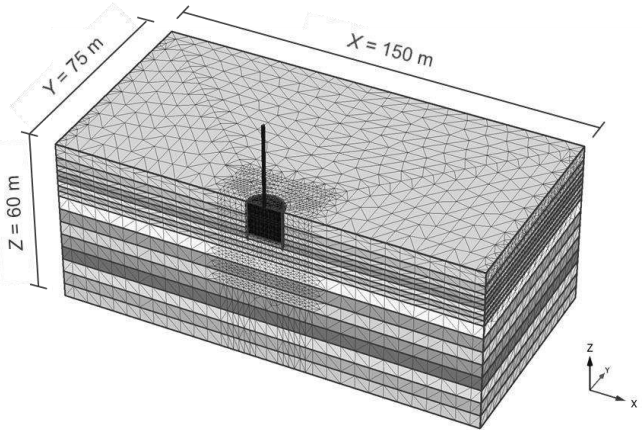



Figura 8: Vista tridimensionale del modello numerico agli elementi finiti.

forza orizzontale $Q_s$ e il momento $M_s$ agenti in testa al pozzo nelle condizioni pseudo-statiche sono stati valutati assumendo lo spettro elastico di riferimento precedentemente menzionato e calcolando le accelerazioni spettrali per il periodo equivalente del sistema $T_{eq}$, stimato mediante l'eq. (6) per tenere conto degli effetti di interazione terreno-struttura. I periodi a base fissa $T_s$ e quello equivalente $T_{eq}$ così ottenuti sono riportati nella Tabella 3: i valori di $T_s$ sono compresi tra 0.72 e 2.76 s e coprono un ampio intervallo, tipico di pile di ponti di grande luce.

Le analisi dinamiche sono state svolte con il modello numerico rappresentato nella Figura 8, implementato nel codice di calcolo Plaxis 3D (Brinkgreve *et al.*, 2013). La simmetria del problema ha permesso di modellare metà del dominio. Nelle condizioni statiche sono state impedite entrambe le componenti di spostamento alla base del dominio ed esclusivamente la componente normale ai piani verticali; nelle condizioni dinamiche, invece, sono state applicate le condizioni *tied-nodes* nella direzione di applicazione dell'*input* sismico. Nella direzione di propagazione del moto la dimensione massima degli elementi finiti $\Delta z$ è stata limitata al valore $\lambda_{min}/7$, in cui $\lambda_{min} = V_{S,min}/f_{max}$ è la minima lunghezza d'onda del segnale nel dominio di calcolo, $V_{S,min}$ la minima velocità di propagazione delle onde di taglio e $f_{max} = 12$ Hz la frequenza oltre la quale sono stati filtrati i segnali sismici.

Nelle analisi è stata simulata la riduzione dello stato tensionale agente al contatto pozzo-terreno tipicamente causata dalle fasi costruttive del pozzo. A tal fine è stata applicata una contrazione volumetrica $\varepsilon_v$ al volume di terreno successivamente sostituito dal calcestruzzo del pozzo. Sono stati poi attivati il pozzo e la sovrastruttura, separatamente e in condizioni drenate. Tutti i sistemi sono caratterizzati dallo stesso margine di sicurezza nelle condizioni statiche iniziali, con valori del coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_M \approx 3.6$; ciò al fine di confrontare la loro prestazione sismica a parità di stato tensionale efficace iniziale nei terreni di fondazione.

Le successive fasi di calcolo dinamiche sono state svolte in termini di tensioni efficaci ma assumendo condizioni non drenate per i terreni di fondazione. Al termine della fase dinamica è stata svolta un'analisi di consolidazione per permettere la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali accumulate durante il sisma. Complessivamente sono state eseguite 51 analisi dinamiche, nelle quali i 14 diversi sistemi (Tab. 3) sono soggetti a 6 segnali sismici di ingresso (Tab. 2); gli *input* sismici appartenenti al secondo insieme (Colfiorito, Nocera Umbra e Dayhook, Figg. 7e-h) sono stati applicati ai soli sistemi con diametro del pozzo $D = 12$ m e altezza della pila $h_s = 30$ m.

## 2.2. Influenza della plasticità dei terreni sulla prestazione sismica

Il comportamento irreversibile e dissipativo dei terreni di fondazione produce una riduzione delle forze d'inerzia trasmesse alla sovrastruttura rispetto a quanto si otterrebbe in assenza di meccanismi plastici. La Figura 9 mostra i valori di picco delle accelerazioni orizzontali dell'impalcato ottenute dalle analisi dinamiche non lineari, $a_{\max,\,\mathrm{imp}}$, insieme con gli spettri elastici calcolati al piano campagna da analisi di risposta sismica locale 1*D*, svolte con il metodo lineare equivalente (*LE*), per gli *input* di Tolmezzo, Assisi e Adana. Tali risultati sono rappresentati in funzione del rapporto $T/T_0$, in cui $T_0$ è il periodo fondamentale della colonna di terreno ottenuto dalle suddette analisi; si ottiene $T_0 = 1.15$ s per la registrazione di Tolmezzo, 1.03 s per Assisi e 1.33 s Adana. Se il comportamento non lineare e irreversibile dei terreni di fondazione non venisse attivato durante l'evento sismico, e al netto della modifica del moto *free-field* causata dai fenomeni di interazione cinematica, le accelerazioni di picco dell'impalcato $a_{\max,\,\mathrm{imp}}$ si disporrebbero lungo gli spettri in accelerazione ottenuti per lo stesso *input* sismico, in corrispondenza del periodo fondamentale del sistema $T = T_{\mathrm{eq}}$. Ciò avviene solo per elevati valori del rapporto $T/T_0$ (> 2), cioè per sistemi complessivamente flessibili (pile alte e/o pozzi di ridotte dimensioni). Al contrario, per minori valori del rapporto $T/T_0$, e in particolare nell'intervallo $T/T_0 \approx 0.8 \div 1.5$ (area campita nella Figura 9), i valori di picco $a_{\max,\,\mathrm{imp}}$ sono notevolmente minori di quelli che si sarebbero ottenuti in condizioni elastiche. Le maggiori differenze sono ottenute per le registrazioni di Tolmezzo e di Adana, entrambe caratterizzate da un periodo medio $T_{\mathrm{m}}$ prossimo al secondo periodo proprio della colonna di terreno ($T_1 \approx 0.50$ s). Viceversa, per l'accelerogramma di Assisi, il cui valore del periodo medio è inferiore ($T_{\mathrm{m}} = 0.24$ s), le accelerazioni di picco dell'impalcato giacciono sullo spettro ottenuto nelle condizioni di *free-field*, indicando una minore influenza del comportamento inelastico dei terreni di fondazione.
La riduzione delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura, causata dal comportamento plastico dei terreni, influisce sulla prestazione sismica del sistema espressa in questo studio in funzione dello spostamento relativo tra lo spostamento dell'impalcato e della base della pila, denominato nel seguito *drift* di impalcato, normalizzato rispetto all'altezza della pila, $u_{\mathrm{rel}}/h_{\mathrm{s}}$:

$$\frac{u_{\mathrm{rel}}}{h_{\mathrm{s}}} = \frac{u_{\mathrm{imp}}}{h_{\mathrm{s}}} - \frac{u_{\mathrm{testa\ pozzo}}}{h_{\mathrm{s}}} = \tan\theta + \frac{u_{\mathrm{flex}}}{h_{\mathrm{s}}} \tag{8}$$

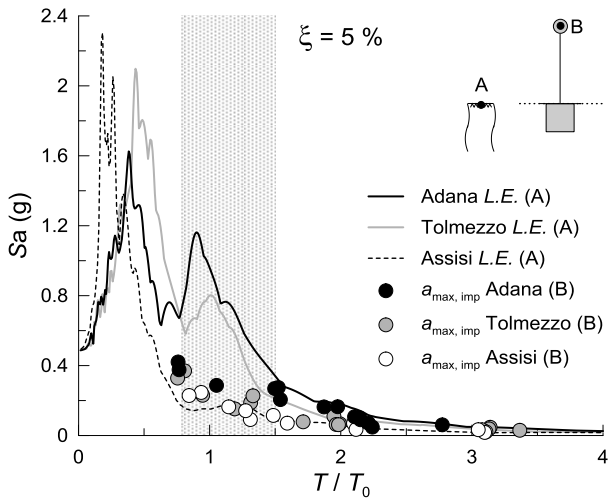



Figura 9: Spettri elastici di risposta al piano campagna nelle condizioni di *free-field* (metodo lineare equivalente) e valori di picco delle accelerazioni di impalcato da analisi 3D (*HS small*).

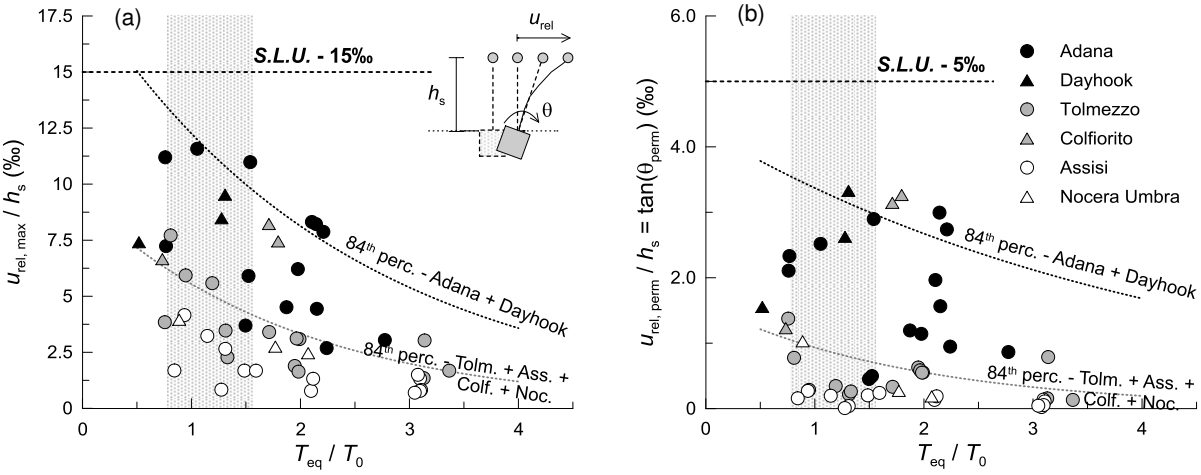



Figura 10: Valori massimi (a) e permanenti (b) del *drift* di impalcato adimensionale.

in cui θ è l'angolo di rotazione del pozzo e $u_{flex}$ è lo spostamento flessionale della pila. La Figura 10 mostra i valori massimi (Fig. 10a) e permanenti (Fig. 10b) attinti dal *drift* di impalcato durante e al termine dell'evento sismico, in funzione del rapporto $T_{eq}/T_0$, in cui $T_{eq}$ è stato valutato dai risultati delle analisi dinamiche 3D. I risultati rappresentati con simboli pieni neri sono stati ottenuti applicando alla base del modello gli accelerogrammi caratterizzati dalla massima durata significativa, Adana e Dayhook ($T_D \approx 13$ s), mentre i simboli pieni grigi si riferiscono alle registrazioni ricche in basse frequenze, Tolmezzo e Colfiorito ($T_m = 0.50$ s); i simboli vuoti sono invece relativi alle registrazioni caratterizzate da alte frequenze, Assisi e Nocera Umbra ($T_m = 0.24$ s). Coerentemente con quanto discusso precedentemente (Fig. 9), i valori più elevati dei *drift* di impalcato, massimi e permanenti, sono ottenuti nel campo di valori del rapporto $T_{eq}/T_0 \approx 0.8 \div 1.5$ (zona campita), cioè in condizioni di accoppiamento dinamico tra il sistema e la colonna di terreno. Invece, valori confrontabili degli spostamenti massimi e permanenti sono stati calcolati per i segnali sismici di Tolmezzo, Assisi, Colfiorito e Nocera Umbra, nonostante gli ultimi due siano caratterizzati da una intensità di Arias circa due volte maggiore (Tab. 2), a conferma del ruolo dei terreni di fondazione che contribuiscono a limitare le azioni trasmesse alla sovrastruttura. La peggiore prestazione sismica, cioè i maggiori *drift* di impalcato, è stata ottenuta per le registrazioni caratterizzate dalla maggiore durata significativa (Adana e Dayhook), la cui influenza è ancora più evidente sugli spostamenti permanenti accumulati a fine sisma (Fig. 10b). Tale risultato è da attribuire al progressivo sviluppo delle deformazioni plastiche che si verifica nei terreni di fondazione per il ripetuto e momentaneo raggiungimento della resistenza al taglio durante l'evento sismico. I risultati mostrati nella Figura 10 sono stati interpolati assumendo una distribuzione log-normale attorno al valore medio, adottando una regressione esponenziale di *upper-bound* all'84-esimo percentile:

$$\frac{u_{rel}}{h_s} = B_{84} \cdot e^{-A \cdot T_{eq}/T_0} \tag{9}$$

in cui $B_{84}$ rappresenta il *drift* di impalcato per $T_{eq}/T_0 = 0$ e $A$ è la pendenza della curva in un piano semi-logaritmico. Tali curve sono state ottenute separatamente per i valori massimi e permanenti degli spostamenti, considerando gli *input* sismici caratterizzati dalla minima e massima durata significativa $T_D$ (Tab. 4).

Tabella 4: Coefficienti adimensionali utilizzati nella eq. (9).

| registrazioni | $u_{rel}/h_s$ | $A$ | $B_{84}$ (‰) |
|---|---|---|---|
| Tolm. + Ass. + Colf. + Noc. | max. | 0.51 | 9.25 |
| | perm. | 0.52 | 1.58 |
| Adana + Dayhook | max. | 0.41 | 18.48 |
| | perm. | 0.23 | 4.25 |

Gli spostamenti calcolati sono stati confrontati con i valori di soglia proposti per uno stato limite ultimo, pari al 15 ‰ e al 5 ‰ per il *drift* massimo e permanente (SEAOC, 1995). Tutti i valori ottenuti sono risultati inferiori a questi limiti potendosi quindi ritenere che la prestazione sismica dei sistemi studiati sia soddisfacente nonostante il valore di $F_{se} = 0.7$ assunto nel dimensionamento preliminare dei pozzi di fondazione. Ciò è da attribuire alla capacità dei terreni di fondazione di dissipare parte dell'energia del sisma, mediante lo sviluppo di deformazioni plastiche, riducendo le accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura.
I risultati discussi evidenziano la necessità di descrivere adeguatamente il comportamento meccanico dei terreni di fondazione, in particolar modo per sistemi rigidi (pile tozze e pozzi alti), per i quali si tende alla condizione di accoppiamento dinamico con la colonna di terreno ($T_{eq}/T_0 \approx 1$). Per chiarire questo aspetto, le analisi 3D sono state ripetute assimilando i terreni di fondazione a un mezzo visco-elastico lineare con valori operativi del modulo di taglio $G$ e del rapporto di smorzamento $\xi$, ricavati da analisi lineari equivalenti di risposta sismica locale svolte in condizioni di *free-field* (Fig. 12). La Figura 11 mostra le storie temporali del *drift* di impalcato $u_{rel}/h_s$ e del momento flettente alla testa del pozzo, adimensionalizzato rispetto al suo valore limite, $M_s/M_{s,\,lim}$, ottenute nelle due ipotesi costitutive per i terreni di fondazione; i risultati si riferiscono al sistema più flessibile ($T_{eq}/T_0 = 3.37$, Figg. 11a-b) e al sistema più rigido ($T_{eq}/T_0 = 0.76$, Figg. 11c-d) tra quelli con pozzo di diametro $D = 12$ m. Il momento $M_{s,\,lim}$ è stato ottenuto da analisi di *pushover* non drenate, in presenza del peso della

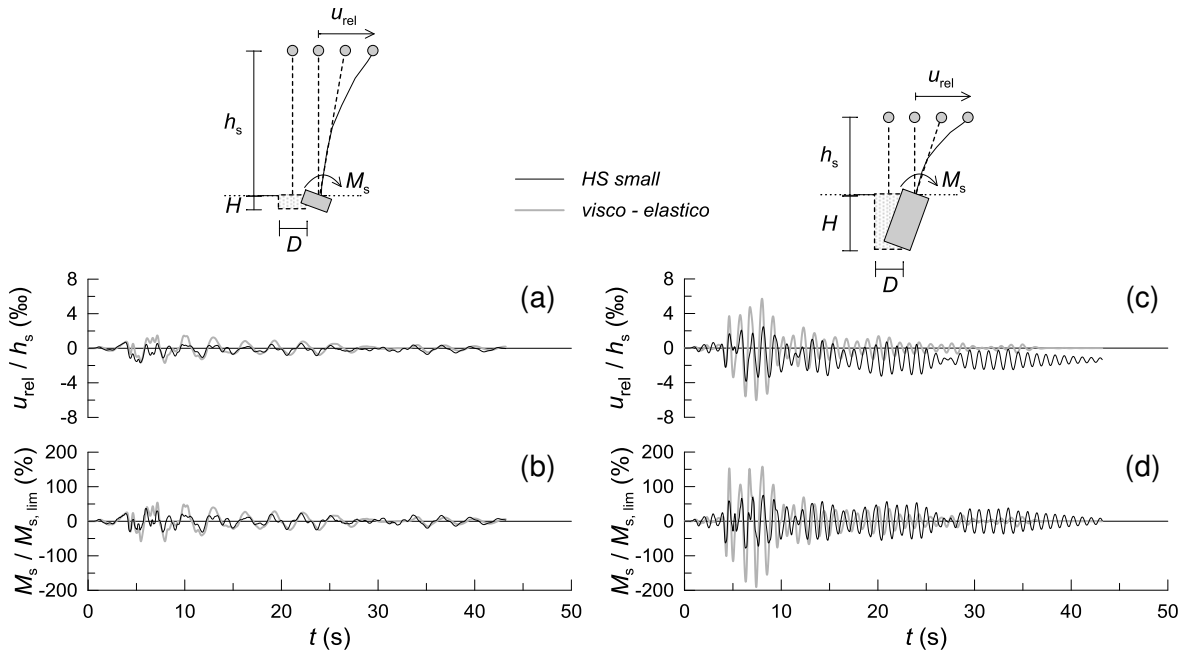



Figura 11: *Drift* di impalcato e sollecitazione flettente alla base della pila, *input* di Tolmezzo: (a) e (b) sistema flessibile ($T_{eq}/T_0 = 3.37$); (c) e (d) sistema rigido ($T_{eq}/T_0 = 0.76$).

sovrastruttura e per un carico orizzontale $Q_s = M_s/h_s$; esso è pari a 134.5 MN·m per il pozzo con rapporto di snellezza $H/D = 0.5$ e a 710.5 MN·m per $H/D = 2$. I sistemi sono soggetti all'*input* di Tolmezzo (Fig. 7a).
Per il sistema flessibile (Figg. 11a-b) l'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare fornisce una buona stima della prestazione sismica e delle sollecitazioni, sebbene non sia in grado di restituire i valori permanenti degli spostamenti. Viceversa, per il sistema rigido (Figg. 11c-d) il modello visco-elastico fornisce una forte sovrastima dei valori massimi del *drift* di impalcato e del momento flettente. Nello specifico, per il sistema rigido il rapporto tra i valori di picco forniti dal modello visco-elastico e dal modello elasto-plastico incrudente è pari a 1.57 per gli spostamenti ($u_{rel}/h_s$) e a 2.45 per i momenti ($M_s/M_{s,\,lim}$), mentre per il sistema flessibile gli stessi rapporti sono pari a 1.01 e a 1.56.

## 3. INFLUENZA DELLE PROPRIETÀ DEL SISTEMA POZZO-TERRENO SUI RISULTATI DELLE ANALISI DI INTERAZIONE INERZIALE

Nel metodo delle sottostrutture il problema dell'interazione dinamica terreno-struttura viene risolto svolgendo l'analisi di interazione inerziale (§ 1.2.1.2) in cui la sovrastruttura è soggetta al *Foundation Input Motion* (*F.I.M.*) ottenuto nell'analisi di interazione cinematica. In questo modo si ottengono le sollecitazioni e gli spostamenti della pila e del pozzo di fondazione. In questa analisi, l'insieme impalcato-pila-pozzo-terreno viene tipicamente ricondotto a un sistema a parametri concentrati, nel quale la pila viene assimilata a un oscillatore a un grado di libertà e il sistema pozzo-terreno viene rappresentato dalle impedenze dinamiche applicate in fondazione (*lumped-parameter mass-spring-dashpot systems*); le inerzie traslazionali e rotazionali del nodo che simula il sistema pozzo-terreno vengono tipicamente trascurate. In effetti, gli studi condotti da Wolf (1985) hanno indicato che la massa e l'inerzia rotazionale della fondazione hanno un'influenza trascurabile sulle proprietà dinamiche e sulla risposta dell'intero sistema. Tuttavia, Thakkar *et al.* (2012) hanno mostrato che, con specifico riferimento ai pozzi di fondazione di pile da ponte, l'inerzia della fondazione può produrre un incremento delle sollecitazioni alla base della pila fino al 15% di quelle ottenute in assenza di inerzia.
Ciò ha suggerito l'opportunità di eseguire uno studio più esteso per valutare l'influenza dei pozzi di fondazione, di elevata massa e rigidezza, sulle proprietà dinamiche del sistema pila-pozzo-terreno, quali i periodi propri e le forme modali, nonché sui *drift* di impalcato e sulle sollecitazioni agenti alla base della pila durante un evento sismico. A tal fine, le proprietà dinamiche, i *drift* e le sollecitazioni agenti alla base della pila sono stati preliminarmente valutati mediante analisi dinamiche svolte con il codice *Plaxis 3D*, assimilando i terreni di fondazione a un mezzo visco-elastico lineare e utilizzando in *input* la registrazione di Tolmezzo. Il sistema tridimensionale pila-pozzo-terreno è stato poi ricondotto a un sistema piano equivalente, a parametri concentrati a tre gradi di libertà, implementato nel codice di calcolo SAP2000 v.16 (CSI, 2013). Tale sistema piano è stato quindi utilizzato per riprodurre le proprietà dinamiche e le storie temporali del *drift* e delle sollecitazioni in presenza e in assenza delle inerzie della fondazione, al variare delle proprietà dinamiche del sistema fondazione-terreno.

### 3.1. Identificazione dinamica, *drift* e sollecitazioni alla base della pila

Le proprietà dinamiche e le storie temporali del *drift* di impalcato e delle sollecitazioni agenti alla base della pila sono state ricavate riferendosi allo schema riportato nella Figura 12. Il

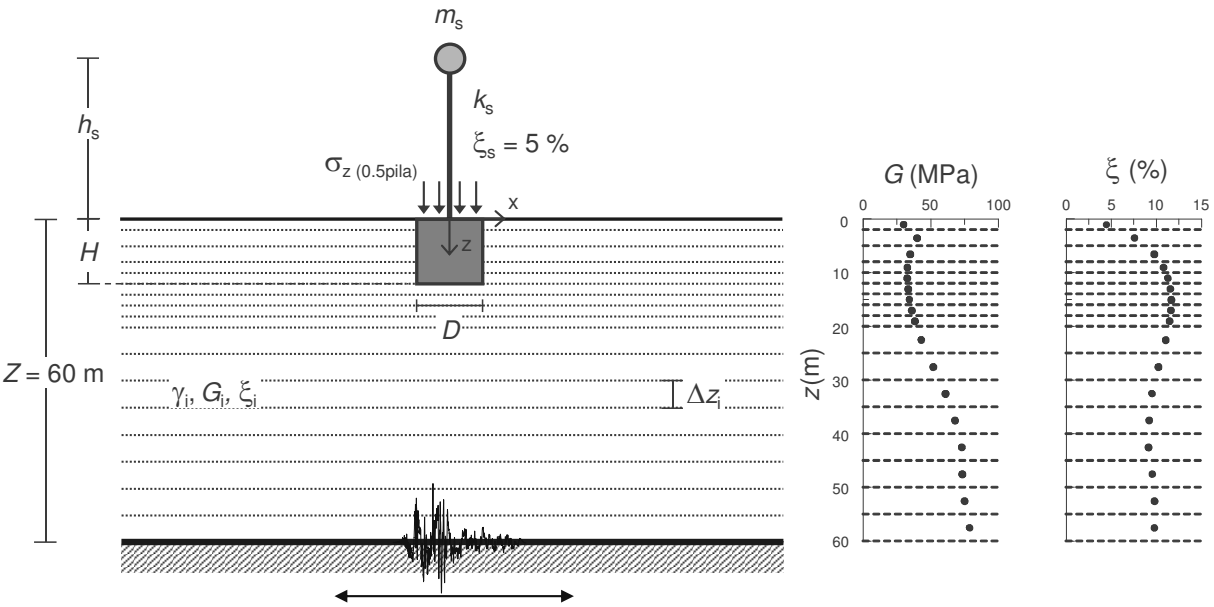



Figura 12: Schema di riferimento per l'identificazione delle proprietà dinamiche e il calcolo del *drift* di impalcato e delle sollecitazioni agenti alla base della pila.

sistema pila-pozzo-terreno è sollecitato in direzione $x$ dalla storia temporale delle accelerazioni orizzontali della registrazione E-W di Tolmezzo (Fig. 7a). Il modello di calcolo adottato per lo svolgimento delle analisi 3*D* è il medesimo utilizzato per le analisi numeriche elasto-plastiche discusse nel § 2 (Fig. 8); questa volta, tuttavia, il comportamento meccanico dei terreni di fondazione è assimilato a quello di un mezzo visco-elastico lineare con valori operativi del modulo di taglio $G$ e del rapporto di smorzamento isteretico $\xi$, i cui profili sono riportati nella Figura 12. I valori operativi dei parametri secanti $G$ e $\xi$ sono stati ottenuti da analisi di risposta sismica locale svolte nelle condizioni di *free-field* con il metodo lineare-equivalente utilizzando il codice MARTA (Callisto, 2015), applicando alla base della colonna di terreno l'*input* di Tolmezzo. Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pozzi e delle pile sono le medesime di quelle utilizzate nelle precedenti analisi (Tab. 3).
La Figura 13 mostra le funzioni di amplificazione del pozzo e della pila ottenute per il sistema più flessibile (Fig. 13a) e per quello più rigido (Fig. 13b) tra quelli con pozzo di diametro $D = 12$ m, il primo caratterizzato da una snellezza del pozzo $H/D = 0.5$ e da un'altezza della pila $h_s = 60$ m, il secondo da $H/D = 2$ e $h_s = 30$ m. Le funzioni di amplificazione sono state calcolate come

$$A_{\text{pila}}(f) = \frac{FA_{\text{pila}}(f)}{FA_{\text{input}}(f)} \qquad A_{\text{pozzo}}(f) = \frac{FA_{\text{pozzo}}(f)}{FA_{\text{input}}(f)} \tag{10}$$

in cui $FA_{\text{pila}}$, $FA_{\text{pozzo}}$ e $FA_{\text{input}}$ sono gli spettri delle ampiezze di Fourier delle storie temporali delle accelerazioni orizzontali calcolate in corrispondenza dell'impalcato, della base della pila e della base del modello, e $f$ è la frequenza. Le funzioni di amplificazione $A_{\text{pila}}$ mostrano una diminuzione della frequenza propria del sistema $f_{\text{eq}}$ = 0.30 Hz e 0.87 Hz per il sistema flessibile e per quello rigido, rispetto alla frequenza propria dei sistemi a vincoli fissi $f_s$ (Fig. 13). La riduzione della frequenza propria del sistema causata dalla cedevolezza del sistema fondazione-terreno aumenta con la frequenza della pila a vincoli fissi $f_s$ (§ 1.2.1.2): infatti, è stata ottenuta una riduzione relativa $\Delta f = (f_{\text{eq}} - f_s)/f_s = 37.1$ % per il sistema rigido, a

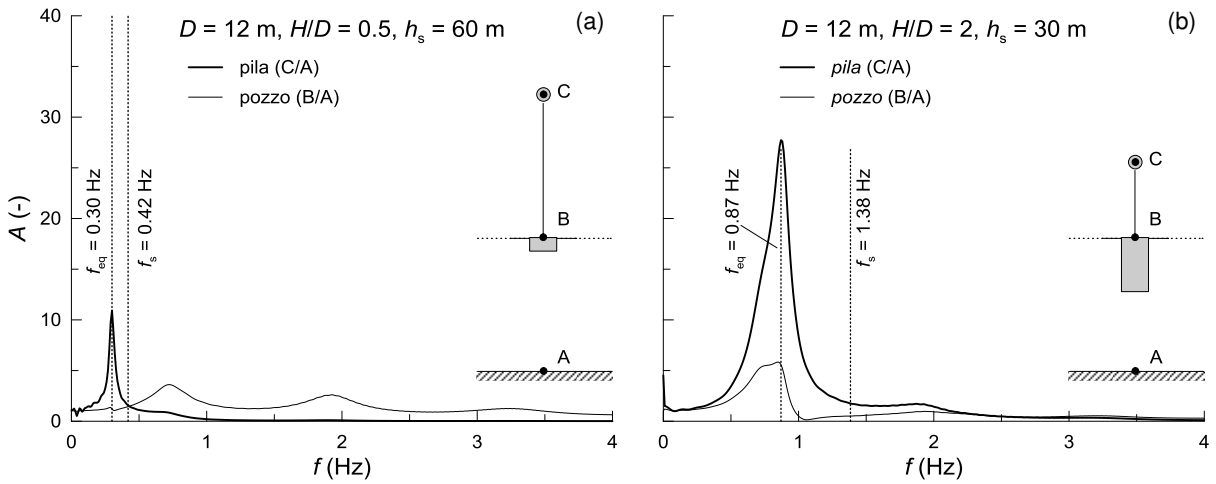



Figura 13: Funzioni di amplificazione del pozzo e della pila calcolati nelle analisi dinamiche tridimensionali: (a) sistema flessibile; (b) sistema rigido.

fronte di una riduzione del 28.4 % per il sistema flessibile. Il picco della funzione di amplificazione $A_{\text{pila}}$ è maggiore per il sistema rigido ($\approx 27$) a causa della sua vicinanza alla frequenza propria della colonna di terreno $f_0 = 0.72$ Hz, mentre si osserva un valore nettamente inferiore ($\approx 11$) per il sistema flessibile (§ 2.2).

Le funzioni di amplificazione della pila mostrano un solo picco, associato alla sua flessione, e le funzioni di amplificazione del pozzo $A_{\text{pozzo}}$ mostrano valori sostanzialmente coincidenti con quelli ottenuti per la colonna di terreno nelle condizioni di *free-field*: non sono individuate, quindi, le frequenze proprie del pozzo di fondazione. Ciò perché i modi associati al moto della fondazione (traslazione e rotazione) sono nascosti dallo smorzamento per radiazione del terreno, di elevata entità alle alte frequenze (Gerolymos e Gazetas, 2006). I risultati ottenuti per gli 8 sistemi caratterizzati da pozzi di diametro $D = 12$ m sono riportati nella Tabella 5.

Le analisi tridimensionali forniscono anche le prime forme modali del sistema pila-pozzo-terreno, nell'istante temporale in cui è attinta la massima differenza tra lo spostamento orizzontale dell'impalcato e quello del terreno nelle condizioni di *free-field*, alla profondità del baricentro del pozzo $z = z_G = H/2$. Le forme modali ottenute per il sistema più flessibile e quello più rigido, espresse in termini di spostamenti relativi normalizzati rispetto al valore massimo, sono riportate nella Figura 14; in entrambi i casi il modo interessa la flessione della pila, con un moto della fondazione ridotto e prevalentemente associato a una rotazione.

Le storie temporali del *drift* di impalcato $u_{\text{rel}}$ e del momento flettente $M_s$ agente alla base della pila, ottenuti dalle analisi svolte in condizioni tridimensionali, sono riportate nella Figura 15,

Tabella 5: Frequenze e periodi propri del sistema ottenuti dalle analisi numeriche tridimensionali.

| $D$ (m) | $H/D$ | $h_s$ (m) | $f_s$ (Hz) | $f_{eq}$ (Hz) | $\Delta f$ (%) | $T_s$ (s) | $T_{eq}$ (s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12 | 0.5 | 15 | 0.88 | 0.71 | 19.1 | 1.14 | 1.41 |
| | | 30 | 0.53 | 0.43 | 19.3 | 1.88 | 2.33 |
| | | 60 | 0.42 | 0.30 | 28.4 | 2.39 | 3.33 |
| | 1 | 15 | 1.01 | 0.81 | 19.6 | 0.99 | 1.24 |
| | | 30 | 0.70 | 0.56 | 20.2 | 1.43 | 1.79 |
| | | 60 | 0.46 | 0.35 | 24.0 | 2.17 | 2.86 |
| | 2 | 30 | 1.38 | 0.87 | 37.1 | 0.72 | 1.15 |
| | | 60 | 1.09 | 0.65 | 40.1 | 0.92 | 1.54 |

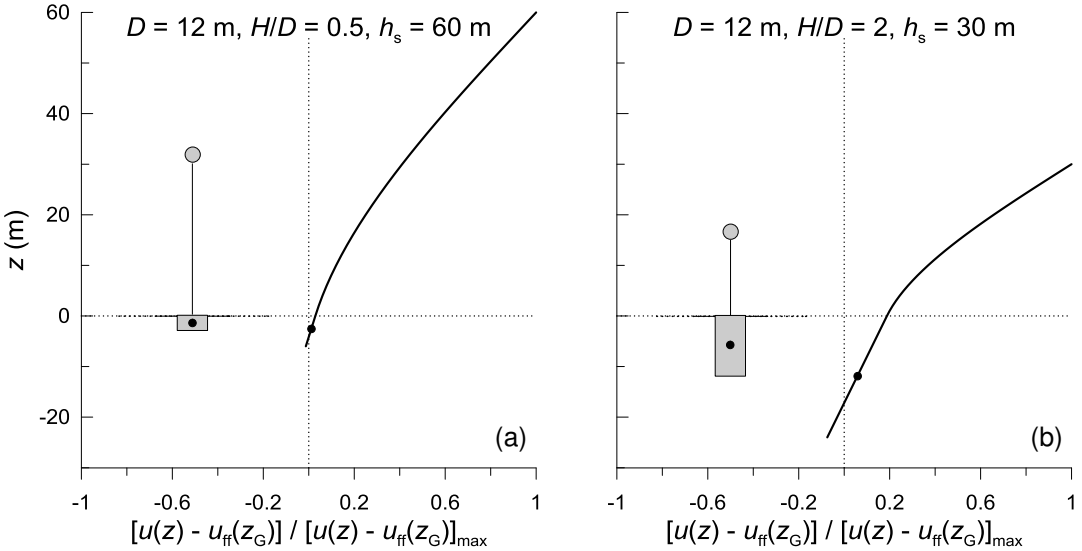



Figura 14: Prime forme modali del sistema calcolate nelle analisi dinamiche tridimensionali: (a) sistema flessibile; (b) sistema rigido.

per il sistema più flessibile (Figg. 15a-b) e più rigido (Figg. 15c-d). I *drift* raggiungono valori assoluti massimi rispettivamente pari a $|u_{rel}|_{max} = 10.2$ cm e a 18.1 cm per il sistema flessibile e per quello rigido; analogamente, i maggiori momenti flettenti si ottengono per il sistema più rigido, $|M_s|_{max} = 1354.9$ MN·m, mentre è $|M_s|_{max} = 78.1$ MN·m per il sistema più flessibile. Tali risultati, insieme con i periodi propri e le forme modali del sistema, costituiscono gli obiettivi da riprodurre con il modello a parametri concentrati a tre gradi di libertà presentato nel paragrafo successivo.

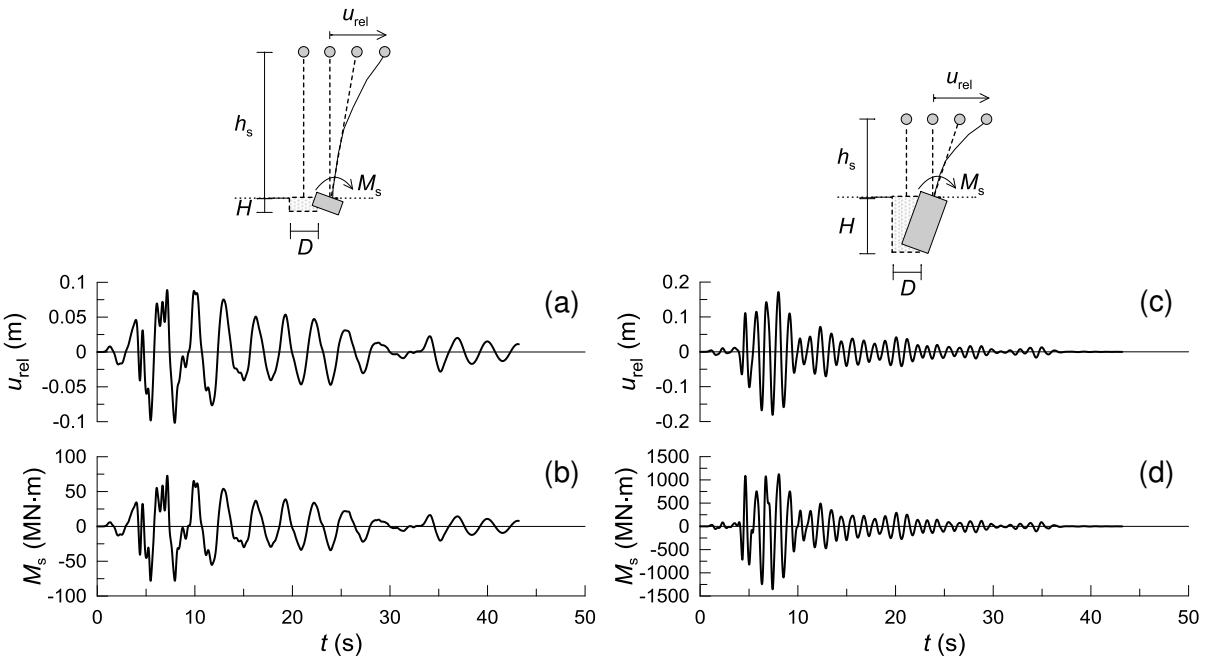



Figura 15: *Drift* di impalcato e sollecitazione flettente agente alla base della pila calcolati nelle analisi dinamiche tridimensionali per: (a) – (b) sistema flessibile; (c) – (d) sistema rigido.

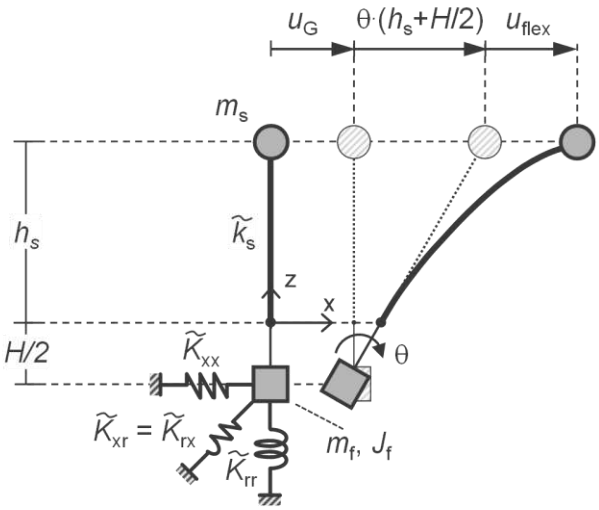



Figura 16: Cinematica del sistema a parametri concentrati.

## 3.2. Sistema a parametri concentrati

L'intero dominio di calcolo tridimensionale (Fig. 12) è stato ricondotto a un sistema piano a parametri concentrati, mostrato nella Figura 16. Il sistema presenta una massa $m_s$ concentrata in testa alla pila, rappresentativa dell'impalcato e della metà superiore della pila, come nel modello tridimensionale; il nodo rappresentativo del sistema fondazione-terreno è posto alla profondità del baricentro del pozzo, $z = z_G = H/2$, al fine di ottenere una matrice diagonale delle masse in fondazione. Il nodo di fondazione è dotato, quindi, di una massa $m_f$ e di una inerzia rotazionale $J_f$.
La cedevolezza e le capacità dissipative del sistema fondazione-terreno sono concentrati nelle impedenze dinamiche poste in corrispondenza del nodo che rappresenta la fondazione: l'impedenza traslazionale $\tilde{K}_{xx}$, l'impedenza rotazionale $\tilde{K}_{rr}$ e l'impedenza roto-traslazionale $\tilde{K}_{xr}$, quest'ultima non trascurabile per i pozzi di fondazione (§ 1.2.1.2). Poiché le fondazioni considerate possono essere considerate infinitamente rigide rispetto ai terreni di fondazione, è $\tilde{K}_{xr} = \tilde{K}_{rx}$ e la matrice delle impedenze dinamiche è simmetrica.

### 3.2.1. Calcolo delle impedenze dinamiche del sistema pozzo – terreno

Le impedenze dinamiche sono state valutate utilizzando espressioni empiriche di letteratura. Nello specifico, per i pozzi caratterizzati da un rapporto di snellezza $H/D \leq 1$ sono state utilizzate le relazioni proposte da Gazetas (1991) (eqq. (3)), mentre per i pozzi con rapporto di snellezza $H/D = 2$ sono state utilizzate le relazioni proposte da Varun *et al.* (2009) per pozzi caratterizzati da rapporti $H/D = 2 \div 6$, immersi in un semispazio visco-elastico lineare stratificato. Le impedenze dinamiche sono state ottenute nell'ipotesi di contatto perfetto tra il terreno e il pozzo di fondazione, assumendo il profilo dei valori operativi del modulo di taglio $G$ e del rapporto di smorzamento isteretico $\xi$ diagrammato nella Figura 12. Nell'utilizzo delle eqq. (3) si è resa necessaria un'operazione di omogeneizzazione, calcolando la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ come media sui tempi di arrivo all'interno del volume significativo, la cui profondità massima è stata assunta pari a $z_{max} = H + 2D$; per il rapporto di smorzamento isteretico e il coefficiente di Poisson si è invece

assunto $\xi = 10\ \%$ e $\nu = 0.20$. Le impedenze sono state calcolate per la frequenza $f = f_{eq}$ valutata nelle analisi visco-elastiche lineari svolte in condizioni tridimensionali (Tab. 5).
I valori delle impedenze dinamiche così ottenute sono riassunti nella Tabella 6 per i pozzi di diametro $D = 12$ m.

## 3.3. Influenza dell'inerzia del sistema sulle proprietà dinamiche, sul *drift* e sulle azioni trasmesse in fondazione

Il modello a parametri concentrati precedentemente illustrato è stato implementato nel codice di calcolo 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 mass*), mentre i valori delle impedenze dinamiche sono state assegnate attraverso l'elemento *1 joint-link*. Il tratto che collega la base della pila al nodo rappresentativo della fondazione, infinitamente rigido, è stato simulato imponendo il vincolo cinematico che impedisce tutte le componenti di spostamento relativo (generalizzato) tra la base della pila e il nodo della fondazione (*body constraint*).
Il modello è stato utilizzato per studiare l'influenza della massa $m_f$ e dell'inerzia rotazionale $J_f$ del pozzo di fondazione sui periodi propri e sui modi di vibrare del sistema, nonché sulle storie temporali del *drift* di impalcato e del momento flettente agente alla base della pila. In particolare, si è cercato di comprendere quali valori di massa e di inerzia rotazionale dovessero essere attribuiti al nodo rappresentativo della fondazione per riprodurre i risultati delle analisi tridimensionali discussi in precedenza. Si sono considerati due casi: fondazione priva di massa ($m_f = J_f = 0$) e fondazione dotata delle proprietà inerziali del pozzo di fondazione ($m_f = m_{pozzo}$, $J_f = J_{pozzo}$). La massa e l'inerzia rotazionale di un pozzo cilindrico sono

$$m_{pozzo} = \rho_{cls} \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot H \qquad J_{pozzo} = \frac{m_{pozzo}}{12}\left[3\left(\frac{D}{2}\right)^2 + H^2\right] \tag{11}$$

in cui $\rho_{cls} = 2.55$ Mg/m$^3$ è la densità assunta per i pozzi di fondazione. Valori di massa e inerzia rotazionale maggiori di quelli del pozzo di fondazione non sono stati presi in considerazione, in quanto Gazetas (1983) ha messo in evidenza che il concetto di massa di terreno in fase con il pozzo di fondazione ("*added mass*") è privo di alcun fondamento teorico e che esso è stato utilizzato in passato per compensare errori di valutazione nelle rigidezze

Tabella 6: Impedenze dinamiche calcolate per $f = f_{eq}$.

| $D$ (m) | $H/D$ | $h_s$ (m) | $V_{S,eq}$ (m/s) | $K_{xx}$ (GN/m) | $K_{xr}$ (GN) | $K_{rr}$ (GN·m) | $C_{xx}$ (GN·s/m) | $C_{xr}$ (GN·s) | $C_{rr}$ (GN·s·m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12 | 0.5 | 15 | 136.7 | 2.48 | -2.65 | 79.2 | 0.24 | -0.24 | 4.76 |
| | | 30 | 136.7 | 2.48 | -2.63 | 80.5 | 0.31 | -0.32 | 6.91 |
| | | 60 | 136.7 | 2.47 | -2.60 | 81.1 | 0.39 | -0.40 | 9.38 |
| | 1 | 15 | 145.0 | 4.51 | -9.05 | 116.1 | 0.41 | -0.82 | 8.53 |
| | | 30 | 145.0 | 4.54 | -9.25 | 119.6 | 0.49 | -0.99 | 10.1 |
| | | 60 | 145.0 | 4.58 | -9.47 | 122.9 | 0.65 | -1.32 | 13.8 |
| | 2 | 30 | 152.1 | 5.27 | -25.0 | 901.0 | 0.36 | -0.90 | 34.9 |
| | | 60 | 152.1 | 5.32 | -25.1 | 917.0 | 0.38 | -1.20 | 45.9 |

dinamiche $K(\omega)$, nascondendo il significato fisico condensato nella dipendenza della rigidezza dinamica dalla frequenza di eccitazione.
Il modello a parametri concentrati è stato utilizzato inizialmente per ricavare, mediante l'analisi modale, le frequenze proprie e le forme modali dei sistemi pila-pozzo-terreno; successivamente, sono state svolte analisi dinamiche lineari al passo nel dominio del tempo per ricavare le storie temporali del *drift* di impalcato e del momento flettente agente alla base della pila. Nelle analisi dinamiche lineari, le storie temporali di accelerazione applicate al nodo rappresentativo del sistema fondazione-terreno sono state calcolate, alla profondità del baricentro dei pozzi, mediante analisi *LE* di risposta sismica locale, in condizioni di *free-field*, seguendo la pratica professionale. I risultati delle analisi modali e di quelle lineari al passo sono stati quindi confrontati con quelli ottenuti nelle analisi 3*D*, svolte sul sistema completo nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare dei terreni.
É bene ricordare che il codice di calcolo SAP2000 non permette di svolgere l'analisi dinamica complessa, necessaria in questo contesto perché le caratteristiche di smorzamento dei terreni non consentono di diagonalizzare le equazioni del moto del sistema (sistema non classicamente smorzato): ciò costituisce un limite delle analisi svolte.

### 3.3.1. Periodi propri e forme modali

Le analisi modali del sistema a parametri concentrati sono state svolte nei due casi di fondazione priva di massa ($m_f = J_f = 0$) e di fondazione dotata delle proprietà inerziali del pozzo ($m_f = m_{pozzo}$, $J_f = J_{pozzo}$), per tutti i sistemi pila-pozzo-terreno considerati nello studio. La Tabella 7 riassume i risultati ottenuti per i pozzi di diametro $D = 12$ m: $T_{eq,\,i}$, con $i = 1, 2, 3$, è il periodo proprio del sistema associato al modo *i*-esimo del sistema a parametri concentrati, mentre $T_{eq\ 3D,1}$ è il periodo proprio ottenuto dalle analisi dinamiche tridimensionali. L'accordo tra i valori dei periodi propri ottenuti con i due modelli è buono, sebbene si osservino differenze non trascurabili per i pozzi caratterizzati da un rapporto di snellezza $H/D = 1$. Tale risultato può essere attribuito al fatto che le relazioni proposte da Gazetas (1991) per $H/D \leq 1.5$ si riferiscono a terreni omogenei, al contrario del caso considerato. Al contrario, le soluzioni proposte da Varun *et al.* (2009) per $H/D \geq 2$ e terreni stratificati forniscono un migliore accordo tra i periodi propri calcolati con il modello a parametri concentrati e quelli forniti delle analisi tridimensionali (Tab. 7).
I risultati mostrano inoltre che la massa e l'inerzia rotazionale del nodo rappresentativo della

Tabella 7: Periodi propri del sistema a parametri concentrati ottenuti dalle analisi modali condotte con e senza massa e inerzia in fondazione.

| | | | $m_f = J_f = 0$ | $m_f = m_{pozzo}$, $J_f = J_{pozzo}$ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $D$ (m) | $H/D$ | $h_s$ (m) | $T_{eq,1}$ (s) | $m_f$ (Mg) | $J_f$ (Mg·m$^2$) | $T_{eq,1}$ (s) | $T_{eq,2}$ (s) | $T_{eq,3}$ (s) | $T_{eq\ 3D,1}$ (s) |
| 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 | 1.45 | 6917.3 | 394284.3 | 1.45 | 0.22 | 0.09 | 1.54 |

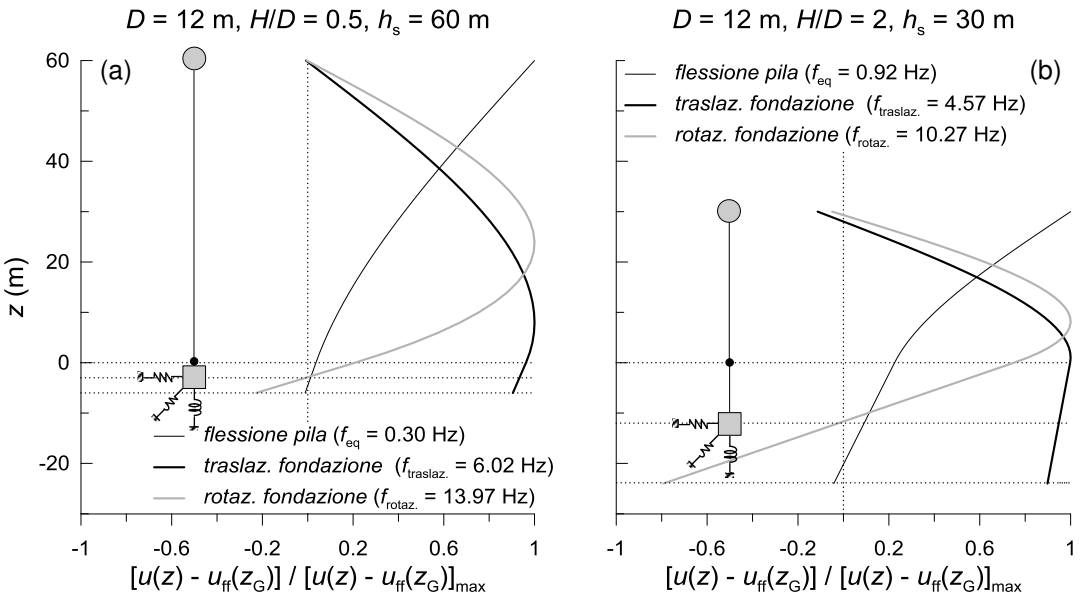



Figura 17: Forme modali del sistema calcolate con il sistema a parametri concentrati: (a) sistema flessibile; (b) sistema rigido.

fondazione non comportano modifiche apprezzabili del periodo fondamentale del sistema $T_{eq,1}$. Tale risultato è dovuto agli elevati valori assunti dal rapporto tra la rigidezza traslazionale del sistema pozzo-terreno e la rigidezza flessionale della pila, i cui valori risultano compresi tra $K_{xx}/k_s = 13$ e 381 (Gaudio, 2017). Considerando le proprietà inerziali della fondazione si ottengono altri due periodi propri, $T_{eq,2}$ e $T_{eq,3}$, associati alla traslazione e alla rotazione della fondazione.

I modi della sovrastruttura e della fondazione sono tra loro disaccoppiati: nella Figura 17 sono rappresentate le forme modali ottenute per il sistema più flessibile (Fig. 17a) e il sistema più rigido (Fig. 17b) tra quelli fondati su pozzi di diametro $D = 12$ m. Per entrambi i sistemi, la prima forma modale risulta essere in ottimo accordo con quella ottenuta dalle analisi tridimensionali (Fig 14). I modi superiori del sistema sono associati a ridotti valori del periodo o, equivalentemente, a elevati valori della frequenza. Nello specifico, per i due casi rappresentati nella Figura 17 si è ottenuto $f_{eq,2} = f_{traslaz.} = 6.02$ e 4.57 Hz e $f_{eq,3} = f_{rotaz.} = 13.97$ e 10.27 Hz, rispettivamente per il sistema flessibile e per il sistema rigido.

### 3.3.2. *Drift* di impalcato e sollecitazioni alla base della pila

I sistemi a parametri concentrati sono stati sottoposti alle storie temporali di accelerazione orizzontale calcolate nelle condizioni di *free-field* alla profondità del baricentro dei pozzi, applicando l'*input* sismico di Tolmezzo. Le storie temporali del *drift* di impalcato $u_{rel}$ e del momento flettente agente alla base della pila $M_s$ sono mostrate nella Figura 18, per il sistema flessibile (Figg. 18a-b) e per quello rigido (Figg. 18c-d). I risultati ottenuti considerando le proprietà inerziali della fondazione ($m_f = m_{pozzo}$, $J_f = J_{pozzo}$) sono confrontati con quelli ottenuti nelle analisi tridimensionali. L'accordo tra i risultati è molto buono per il sistema flessibile (Figg. 18a-b), con massimi valori assoluti di spostamento $|u_{rel}|_{max} = 10.7$ e 10.2 cm e di momento $|M_s|_{max} = 72.7$ e 78.1 MN·m, e rapporti rispettivamente pari a 1.05 e a 0.93. L'accordo è meno buono, ma ancora accettabile, per il sistema rigido (Figg. 18c-d), per il quale si ottiene $|u_{rel}|_{max} = 11.7$ e 18.1 cm e $|M_s|_{max} = 839.8$ e 1354.9 MN·m, dalle due

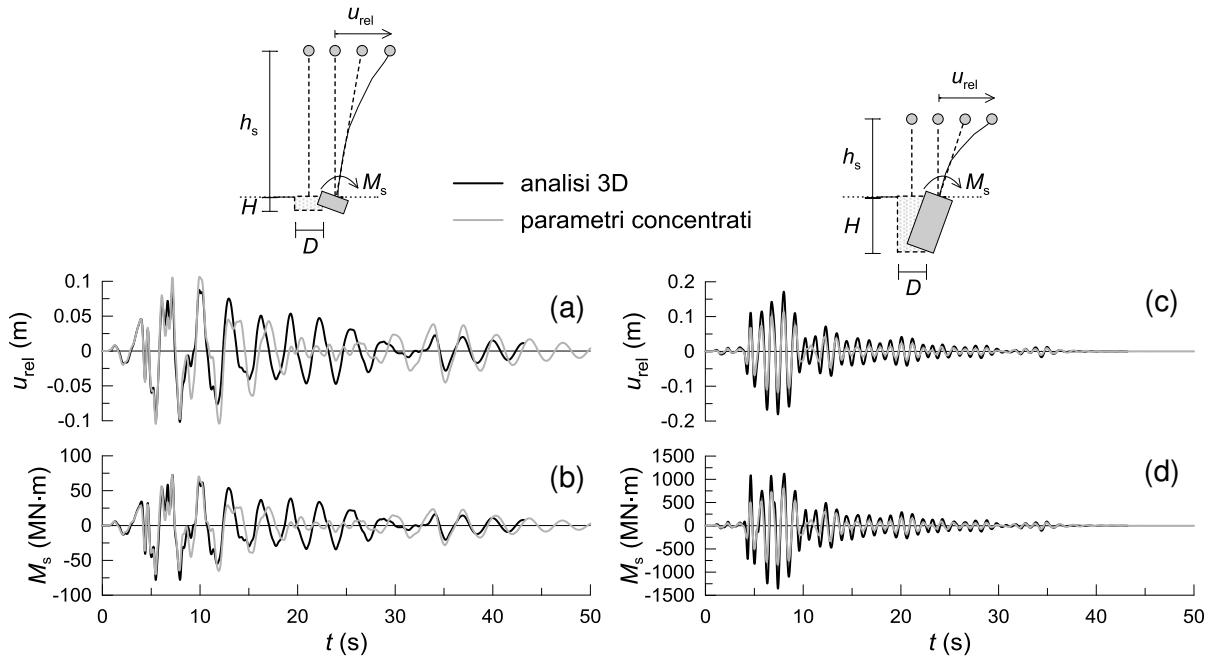



Figura 18: *Drift* di impalcato e sollecitazione flettente agente alla base della pila calcolati nelle analisi dinamiche tridimensionali e con il sistema a parametri concentrati: (a) sistema flessibile; (b) sistema rigido.

tipologie di analisi, con rapporti pari a 0.65 e a 0.62. Il peggior accordo osservato per il sistema più rigido deriva dall'aver trascurato, nel sistema a parametri concentrati, la componente rotazionale del moto del pozzo di fondazione che è invece implicitamente considerata nelle analisi tridimensionali. Al contrario, il buon accordo osservato per il sistema più flessibile risulta dalla scarsa influenza di tale componente. Nonostante ciò, gli andamenti temporali del *drift* di impalcato e del momento flettente sono sostanzialmente in fase e coincidenti. Ripetendo le analisi per il sistema più rigido senza considerare le proprietà inerziali della fondazione ($m_f = J_f = 0$) aumenta la differenza rispetto ai risultati delle analisi tridimensionali: $|u_{rel}|_{max} = 10.7$ cm e $|M_s|_{max} = 774.5$ MN·m, con rapporti pari a 0.59 e a 0.57.

Per quanto sopra, il modello a parametri concentrati può ritenersi sufficientemente affidabile, sebbene con i limiti evidenziati. Esso può quindi essere utilizzato per valutare l'effetto della massa e dell'inerzia rotazionale della fondazione sulle storie temporali del *drift* di impalcato e del momento flettente. A tale scopo le analisi sono state eseguite per tutti i sistemi, nelle due ipotesi di presenza ($|u_{rel}|_{max,M}$ e $|M_s|_{max,M}$) e di assenza ($|u_{rel}|_{max}$ e $|M_s|_{max}$) delle proprietà di inerzia della fondazione, valutando i rapporti tra i corrispondenti valori assoluti massimi $|u_{rel}|_{max,M}/|u_{rel}|_{max}$ e $|M_s|_{max,M}/|M_s|_{max}$.

I risultati ottenuti per i sistemi fondati su pozzi di diametro $D = 12$ m sono riportati nella Figura 19, in funzione del parametro adimensionale

$$\alpha^2 = \left[\frac{\omega_s}{\omega_{f,1}}\right]^2 \tag{12}$$

che esprime il rapporto tra i quadrati della pulsazione naturale della pila a vincoli fissi, $\omega_s^2 = k_s/m_s$, e della stima della pulsazione naturale della fondazione associata alla traslazione,

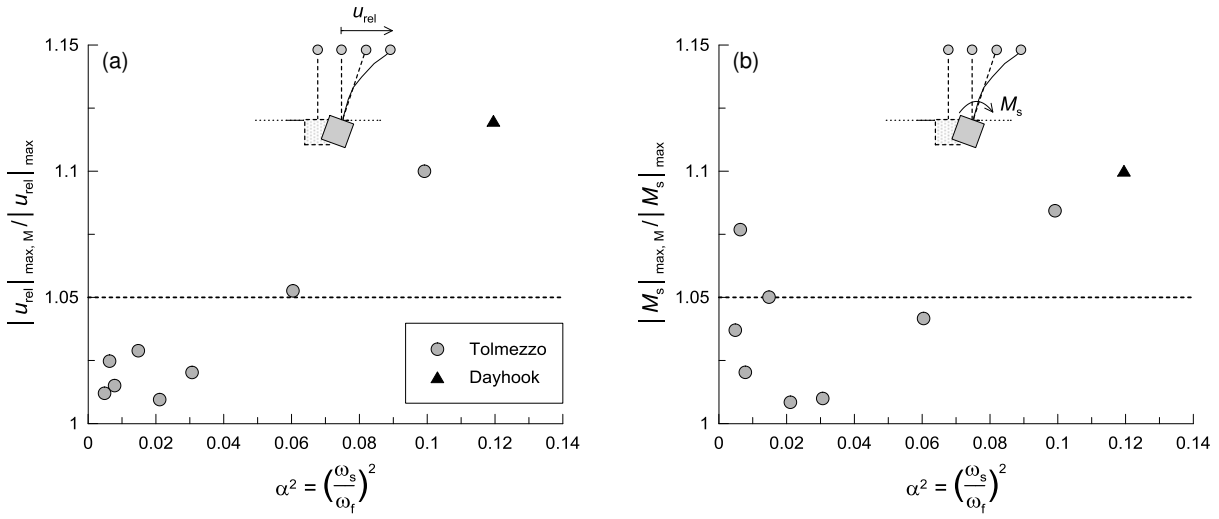



Figura 19: Influenza dell'inerzia della fondazione ($D = 12$ m) sui valori di picco di: (a) *drift* di impalcato; (b) sollecitazione flettente agente alla base della pila.

$\omega_{f,1}^2 = K_{xx}/m_f$. Ridotti valori del parametro adimensionale $\alpha^2$ sono associati, per una fissata sovrastruttura, a fondazioni rigide e/o dotate di masse ridotte; viceversa, elevati valori di $\alpha^2$ sono associati a fondazioni flessibili e/o dotate di massa elevata. I valori dei rapporti $|u_{rel}|_{max,M}/|u_{rel}|_{max}$ e $|M_s|_{max,M}/|M_s|_{max}$ ottenuti per l'*input* di Tolmezzo (cerchi grigi) sono compresi tra 1.01 e 1.10 e tra 1.01 e 1.08, rispettivamente, e crescono con il rapporto di frequenza $\alpha^2$, ad eccezione di quanto si osserva per il rapporto tra i momenti a valori molto bassi di $\alpha^2$. Il massimo di $|u_{rel}|_{max,M}/|u_{rel}|_{max}$ e di $|M_s|_{max,M}/|M_s|_{max}$ si ottiene per il sistema più rigido ($D = 12$ m, $H/D = 2$, $h_s = 30$ m), caratterizzato dal minimo valore del rapporto $K_{xx}/k_s$ ($\approx 13$). Allo stesso sistema è stata applicata la storia temporale di accelerazione ottenuta in condizioni *free-field* utilizzando *l'input* di Dayhook (triangolo nero). La maggiore riduzione dei valori operativi del modulo di taglio $G$ indotta dalla maggiore intensità del sisma risulta in una minore rigidezza dinamica in fondazione, cui corrisponde un incremento di $\alpha^2$. Congruentemente, l'influenza delle proprietà inerziali della fondazione cresce e si ottengono maggiori valori di $|u_{rel}|_{max,M}/|u_{rel}|_{max} = 1.12$ e di $|M_s|_{max,M}/|M_s|_{max} = 1.10$. Se si assume che l'effetto delle inerzie in fondazione non sia trascurabile per valori dei rapporti $\geq 1.05$, le caratteristiche inerziali in fondazione devono considerarsi per valori di $\alpha^2 \geq 0.06$.

In sintesi, la massa e l'inerzia della fondazione non influenzano sostanzialmente le forme modali e i periodi propri del sistema pila-pozzo-terreno, ma non possono essere trascurate nella valutazione della prestazione sismica del sistema, in particolar modo per masse in fondazione elevate, pile rigide, terreni deformabili e *input* sismici di forte intensità, cioè in condizioni nelle quali il parametro adimensionale $\alpha^2$ assume valori elevati.

## 4. APPROCCIO PSEUDO-STATICO PER LA VERIFICA A CARICO LIMITE DEI POZZI DI FONDAZIONE

Le accelerazioni indotte da un evento sismico generano in fondazione delle azioni inerziali che si sommano a quelle trasmesse dalla sovrastruttura, favorendo così il raggiungimento di uno stato limite ultimo per carico limite. In generale, queste azioni non sono trascurabili per i pozzi di fondazione, a causa della loro elevata massa e inerzia rotazionale.

Le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo per carico limite possono essere condotte ricorrendo all'approccio pseudo-statico, nel quale le azioni inerziali sono rappresentate da forze statiche equivalenti costanti in modulo, direzione e verso, applicate nel baricentro delle masse della fondazione. Esse vengono espresse come un'aliquota del peso proprio della fondazione, per il tramite del coefficiente sismico. L'affidabilità del metodo pseudo-statico nel riprodurre gli effetti inerziali indotti dal sisma in fondazione dipende quindi fortemente dai valori assunti per il coefficiente sismico. Per i pendii, le costruzioni in terra e le opere di sostegno, il coefficiente sismico è stato correlato alla prestazione sismica del sistema, espressa in termini dei massimi spostamenti permanenti indotti dal sisma (Rampello *et al.*, 2010; Gaudio *et al.*, 2018), assumendo che il sistema manifesti un comportamento duttile, sia cioè in grado di tollerare spostamenti e rotazioni anche elevati senza subire una riduzione della resistenza.
Nel caso dei pozzi di fondazione di pile di ponti o viadotti, l'ipotesi di adeguata duttilità del sistema non è sempre verificata: infatti, eventuali effetti del secondo ordine (non linearità geometriche) possono causare una brusca riduzione di resistenza del sistema, in particolar modo per pile alte. Inoltre, la valutazione del coefficiente sismico è più complessa perché la prestazione del sistema dipende dalle azioni trasmesse in fondazione dalla sovrastruttura e perché la fondazione è completamente interrata. Il coefficiente sismico deve quindi riprodurre gli effetti di interazione cinematica e inerziale che si verificano durante l'evento sismico (§ 1.2.1) e che possono produrre lo sviluppo di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione, con conseguente limitazione delle azioni trasmesse alla sovrastruttura e, quindi, alla fondazione. La contemporaneità dei fenomeni richiamati rende complessa la determinazione del coefficiente sismico, che deve quindi essere inteso come un coefficiente sismico equivalente (o medio), rappresentativo della risposta complessiva del pozzo di fondazione durante l'evento sismico, similmente a quanto già proposto per i pendii (Seed e Martin, 1966).
Lo schema adottato per la verifica a carico limite dei pozzi di fondazione è riportato nella Figura 20, in cui $N_{\text{testa pozzo}}$, $Q_s$ e $M_s$ sono le azioni trasmesse dalla sovrastruttura, $W_{\text{pozzo}}$ è il peso proprio del pozzo e $Q_{\text{lim}} = (N_{\text{testa pozzo}} + W_{\text{pozzo}})\cdot\tan\varphi'_s$, in cui $\tan\varphi'_s = 2/3\cdot\tan\varphi'$; nella figura è rappresentata la distribuzione parabolica proposta da Froelich (1936) per le tensioni normali al contatto pozzo-terreno, e le tensioni tangenziali, dirette in direzione verticale, agenti lungo la superficie laterale del pozzo. Le azioni inerziali indotte dal sisma sono rappresentate da una forza orizzontale $k_{\text{h eq}}\cdot W_{\text{pozzo}}$, applicata nel baricentro del pozzo, e da un momento $k_{\text{rot eq}}\cdot W_{\text{pozzo}}\cdot D$, in cui $k_{\text{h eq}}$ e $k_{\text{rot eq}}$ sono il coefficiente sismico alla traslazione orizzontale e alla rotazione. Gli effetti della componente verticale del moto sismico sono trascurati.
Nel seguito i coefficienti sismici così definiti sono valutati utilizzando i risultati della analisi dinamiche non lineari, svolte in condizioni tridimensionali e discusse nei paragrafi precedenti.

## 4.1. Calcolo dei coefficienti sismici $k_{\text{h eq}}$ e $k_{\text{rot eq}}$

I coefficienti sismici orizzontale $k_{\text{h eq}}$ e rotazionale $k_{\text{rot eq}}$ rappresentano, in forma sintetica, l'azione orizzontale e la coppia che il pozzo e il terreno si scambiano durante l'evento sismico. Se il pozzo di fondazione possedesse proprietà inerziali (massa e inerzia rotazionale) e di rigidezza pari a quelle del terreno, e se non fosse presente la sovrastruttura, le azioni scambiate tra pozzo e terreno lungo le superfici verticali risulterebbero nulle e le azioni inerziali indotte dal sisma sarebbero interamente equilibrate dalla sola azione orizzontale alla base del pozzo; in queste ipotesi, il pozzo può infatti essere assimilato a un concio di terreno

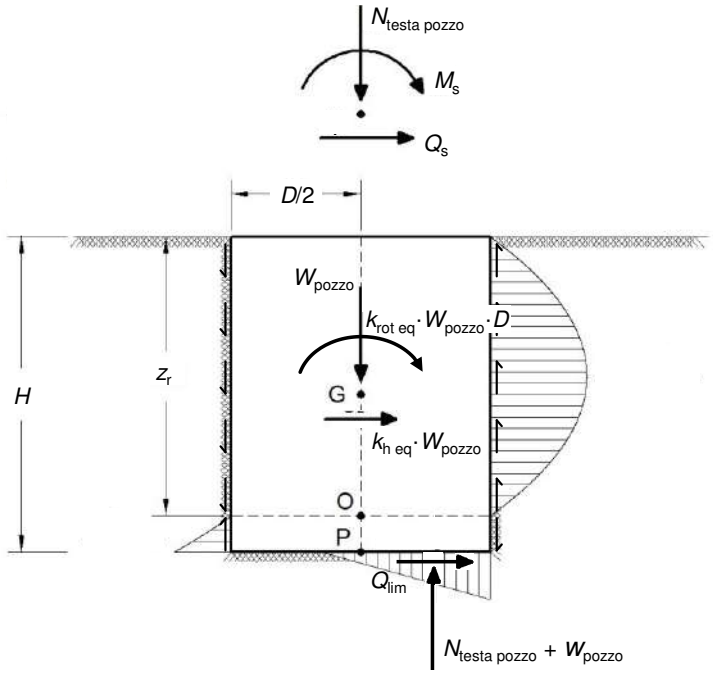



Figura 20: Schema di calcolo adottato per le verifiche pseudo-statiche di capacità portante.

nelle condizioni di *free-field*. Tuttavia, valori della densità $\rho_{cls}$ e del modulo di Young $E_{cls}$ del pozzo diversi da quelli del terreno, $\rho$ e $E$, fanno sì che pozzo e terreno si scambino ad ogni istante temporale $t$ una forza orizzontale $\Delta F(t) = F_{pozzo}(t) - F_{ff}$ e un momento $\Delta M(t) = M_{pozzo}(t) - M_{ff}$, in cui $F_{pozzo}$ e $F_{ff}$ sono le azioni orizzontali e $M_{pozzo}$ e $M_{ff}$ sono i momenti agenti all'interno del pozzo e nella colonna di terreno. Il momento $M_{ff} = 0$ perché nelle condizioni di *free-field* il terreno non possiede alcuna inerzia rotazionale. Le espressioni dei coefficienti sismici si possono quindi scrivere nella forma

$$\begin{cases} k_{h\,eq}(t) = \dfrac{\Delta F(t)}{W_{pozzo}} = \dfrac{m_{pozzo} \cdot a_{pozzo}(t) - m \cdot a_{ff}(t)}{W_{pozzo}} \\ k_{rot\,eq}(t) = \dfrac{M_{pozzo}(t)}{W_{pozzo} \cdot D} = \dfrac{J_{pozzo} \cdot \ddot{\theta}_{pozzo}(t)}{W_{pozzo} \cdot D} \end{cases} \tag{13}$$

in cui $m_{pozzo}$ e $J_{pozzo}$ rappresentano la massa e l'inerzia rotazionale del pozzo (eq. (11)), $a_{pozzo}$ e $a_{ff}$ sono le accelerazioni orizzontali, mediate lungo l'altezza del pozzo, agenti all'interno del pozzo e nella colonna di terreno in condizioni di *free-field* e $\ddot{\theta}_{pozzo}$ è l'accelerazione angolare del pozzo di fondazione.

Le storie temporali dei coefficienti sismici $k_{h\,eq}(t)$ e $k_{rot\,eq}(t)$ sono state calcolate utilizzando i risultati delle analisi dinamiche non lineari discusse nel § 2. Lo schema per il calcolo del coefficiente sismico è mostrato nella Figura 21: il pozzo è stato suddiviso in $n$ porzioni orizzontali di altezza $h_i = 2$ m e, alla profondità dei baricentri di ciascuna porzione, sono state ottenute le storie temporali delle accelerazioni agenti nel pozzo e nella colonna di terreno in condizioni di *free-field*. Per ogni istante temporale, i coefficienti sismici sono definiti dalle seguenti relazioni:

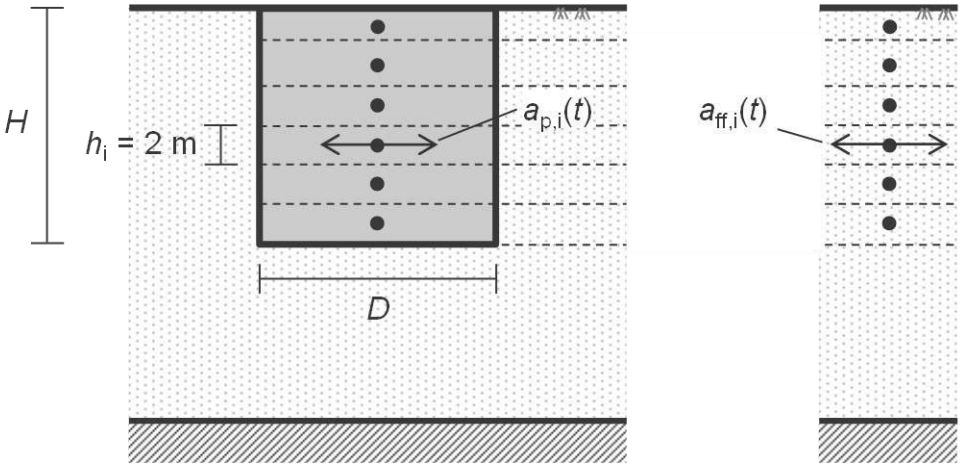



Figura 21: Schema per il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale $k_{h\,eq}$ e rotazionale $k_{rot\,eq}$.

$$\begin{cases} k_{h\,eq}(t) = \dfrac{\sum_i \left[ \dfrac{a_p(z_i,t)}{g} - \dfrac{\rho}{\rho_{cls}} \dfrac{a_{ff}(z_i,t)}{g} \right] \cdot h_i}{H} \\ k_{rot\,eq}(t) = \dfrac{D}{12g} \left[ \dfrac{3}{4} + \left( \dfrac{H}{D} \right)^2 \right] \cdot \ddot{\theta}_{pozzo}(t) \end{cases} \tag{14}$$

in cui $a_p(z_i, t)$ e $a_{ff}(z_i, t)$ sono le accelerazioni orizzontali agenti nel pozzo e nella colonna di terreno alla profondità $z_i$ del baricentro della *i*-esima porzione; $g$ è l'accelerazione di gravità; $\ddot{\theta}_{pozzo}(t) = \left[ a_{testa\ pozzo}(t) - a_{base\ pozzo}(t) \right] / H$ è l'accelerazione angolare del pozzo.

Una rappresentazione schematica del calcolo delle storie temporali dei coefficienti sismici è mostrata nella Figura 22 per la pila di altezza $h_s = 30$ m fondata su un pozzo di diametro $D = 12$ m e rapporto di snellezza $H/D = 2$, soggetta all'*input* sismico di Adana. Nella figura sono rappresentati i profili delle accelerazioni orizzontali all'interno del pozzo e nella colonna di terreno (Fig. 22 a) calcolati negli istanti temporali in cui l'intensità di Arias dell'*input* è pari al 5, 70, 90 e 99% del suo valore finale. I profili delle accelerazioni orizzontali all'interno del pozzo mostrano un andamento lineare con la profondità, indipendentemente dall'allineamento considerato; il pozzo si comporta infatti come un corpo rigido per l'elevato rapporto di rigidezza pozzo-terreno.

La Figura 22 b mostra i profili delle accelerazioni orizzontali per l'istante temporale $t = 11.705$ s corrispondente al raggiungimento del 70% dell'intensità di Arias; l'area campita in figura rappresenta l'accelerazione relativa pozzo- terreno considerata per il calcolo del coefficiente sismico orizzontale $k_{h\,eq}$.

Le storie temporali dei coefficienti sismici alla traslazione alla rotazione, calcolati per il caso in esame, sono diagrammate nella Figura 23. Per la verifica a carico limite del pozzo in condizioni pseudo-statiche bisogna scegliere un opportuno valore di $k_{h\,eq}$ e di $k_{rot\,eq}$. Tale scelta dipende dalla duttilità del sistema; per i sistemi duttili appare lecito assumere un'aliquota del valore massimo calibrato sulla prestazione del sistema, mentre per sistemi fragili, o comunque suscettibili di una riduzione della resistenza, è opportuno adottare, cautelativamente, il massimo valore assoluto attinto dai coefficienti sismici durante l'evento sismico. Ciò introduce di per sé un margine di sicurezza nella verifica poiché in generale i

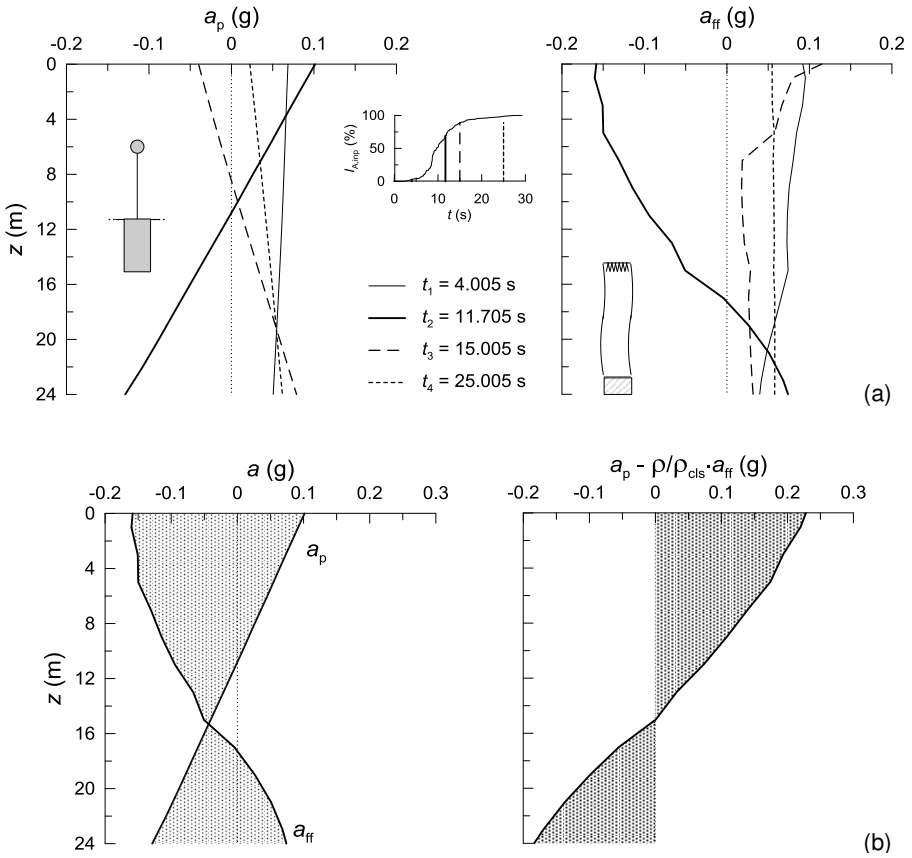



Figura 22: Profili di accelerazione orizzontale nel pozzo e nella colonna terreno in condizioni di *free-field* (a); calcolo del coefficiente sismico orizzontale equivalente $k_{h\,eq}$ (b) ($D$ = 12 m, $H/D$ = 2, $h_s$ = 30 m, *input* di Adana).

valori massimi dei due coefficienti non sono raggiunti contemporaneamente e, soprattutto, non sono in fase. I massimi valori di $k_{h\,eq}$ e di $k_{rot\,eq}$ calcolati per le 51 analisi dinamiche 3$D$ sono mostrati nelle Figure 24 e 26, al variare della geometria del sistema e dell'*input* sismico. Per il coefficiente sismico orizzontale, la Figura 24 mostra anche i valori di picco dell'*input* sismico $k_{h\,inp,\,max} = a_{inp,\,max}/g$. I valori di $k_{h\,eq}$ sono compresi tra un minimo pari a 0.066 ($D$ = 8 m, $H/D$ = 2, $h_s$ = 30 m e *input* di Assisi) e un massimo pari a 0.221 ($D$ = 8 m, $H/D$ = 0.5, $h_s$ = 30 m e *input* di Tolmezzo) (Tab. 8). Essi sono poco influenzati dall'intensità di Arias del segnale in ingresso, come risulta dal confronto tra i valori ottenuti con il primo (Tolmezzo, Assisi e Adana) e il secondo (Colfiorito, Nocera Umbra e Dayhook) insieme di accelerogrammi, a conferma del ruolo della plasticità dei terreni di fondazione nel limitare le azioni inerziali trasmesse in fondazione.

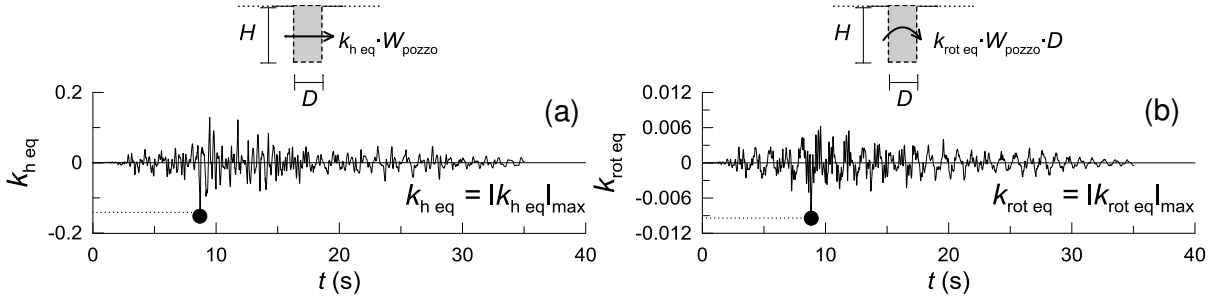



Figura 23: Storie temporali dei coefficienti sismici: (a) coefficiente sismico orizzontale; (b) coefficiente sismico rotazionale ($D$ = 12 m, $H/D$ = 2, $h_s$ = 30 m; *input* di Adana)

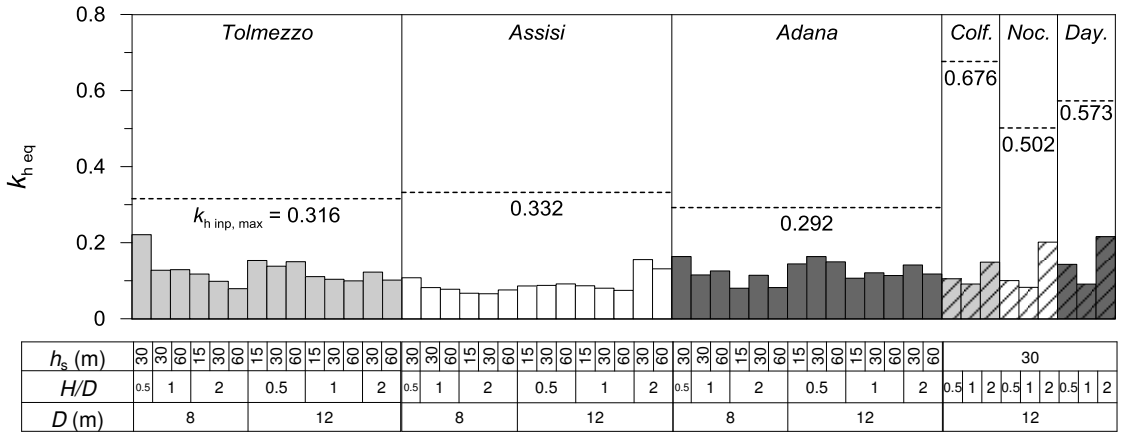



Figura 24: Valori di picco del coefficiente sismico orizzontale.

Il coefficiente sismico equivalente $k_{h\,eq}$ da adottare nelle verifiche può essere espresso come un'aliquota della massima accelerazione $k_{h\,max} = a_{max}/g$ attesa a piano campagna che, a sua volta, può essere calcolata attraverso la procedura semplificata proposta dalla normativa tecnica italiana (Ministero delle Infrastrutture, 2018) o mediante analisi lineari equivalenti di risposta sismica locale condotte in condizioni di *free-field*; La Tabella 8 mostra valori del rapporto $\alpha = k_{h\,eq}/k_{h\,max\,(NTC\text{-}18)} = 0.14 \div 0.57$, mentre è $\alpha = k_{h\,eq}/k_{h\,max\,(L.E.,\,p.c.)} = 0.13 \div 0.52$.
Tali rapporti sono mostrati nelle Figure 25a e 25b in funzione del parametro adimensionale $\gamma_0 = \beta_0 \cdot T_{eq}/T_0$, in cui $\beta_0 = 2\pi H/\lambda_m$ è la frequenza adimensionale che esprime il rapporto tra la profondità del pozzo $H$ e la lunghezza d'onda media dell'*input* sismico $\lambda_m = V_{S0,\,eq} \cdot T_m^{inp}$. Nell'espressione di $\lambda_m$, $V_{S0,\,eq}$ è la velocità di propagazione delle onde di taglio nel volume di terreno significativo, esteso fino alla profondità $z_{max} = H+2D$, e $T_m^{inp}$ è il periodo medio dell'*input* sismico. I periodi $T_{eq}$ e $T_0$ rappresentano invece il periodo equivalente dell'intero sistema e il periodo fondamentale della colonna di terreno, calcolati nelle analisi dinamiche 3*D* (§ 2).
I rapporti tra i valori massimi del coefficiente sismico orizzontale $k_{h\,eq}$ e del coefficiente sismico atteso a piano campagna $k_{max}$ diminuiscono al crescere di $\gamma_0$: infatti, elevati valori di tale parametro sono associati a elevati valori della frequenza adimensionale $\beta_0$, per i quali le forze scambiate tra fondazione e terreno sono asincrone, e a elevati valori del rapporto $T_{eq}/T_0$, cioè a sistemi deformabili. In queste condizioni gli effetti dell'interazione cinematica sono non trascurabili e l'effetto filtro della fondazione è marcato, contribuendo a rimuovere le componenti del moto ad alte frequenze. Inoltre, per elevati valori del rapporto $T_{eq}/T_0$ le azioni inerziali trasmesse dalla sovrastruttura in fondazione sono di modesta entità. Tali condizioni si verificano, a parità di modello geotecnico di sottosuolo, per segnali sismici caratterizzati da

Tabella 8: Valori minimi e massimi del coefficiente sismico orizzontale e rapporti con il coefficiente sismico massimo atteso a piano campagna.

| registrazione | $k_{h\,eq}$ (1) | $S_S$ | $k_{h\,max\,(NTC\text{-}18)}$ (2) | (1)/(2) | $k_{h\,max\,(L.E.,\,p.c.)}$ (3) | (1)/(3) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tolmezzo | 0.079÷0.221 | 1.23 | 0.387 | 0.20÷0.57 | 0.491 | 0.16÷0.45 |
| Assisi | 0.066÷0.156 | 1.20 | 0.399 | 0.16÷0.39 | 0.491 | 0.13÷0.32 |
| Adana | 0.080÷0.164 | 1.26 | 0.369 | 0.22÷0.44 | 0.486 | 0.17÷0.34 |
| Colfiorito | 0.091÷0.149 | 1.00 | 0.676 | 0.14÷0.22 | 0.602 | 0.15÷0.25 |
| Nocera Umbra | 0.083÷0.201 | 1.00 | 0.502 | 0.16÷0.40 | 0.391 | 0.21÷0.52 |
| Dayhook | 0.091÷0.216 | 1.00 | 0.573 | 0.16÷0.38 | 0.640 | 0.14÷0.34 |

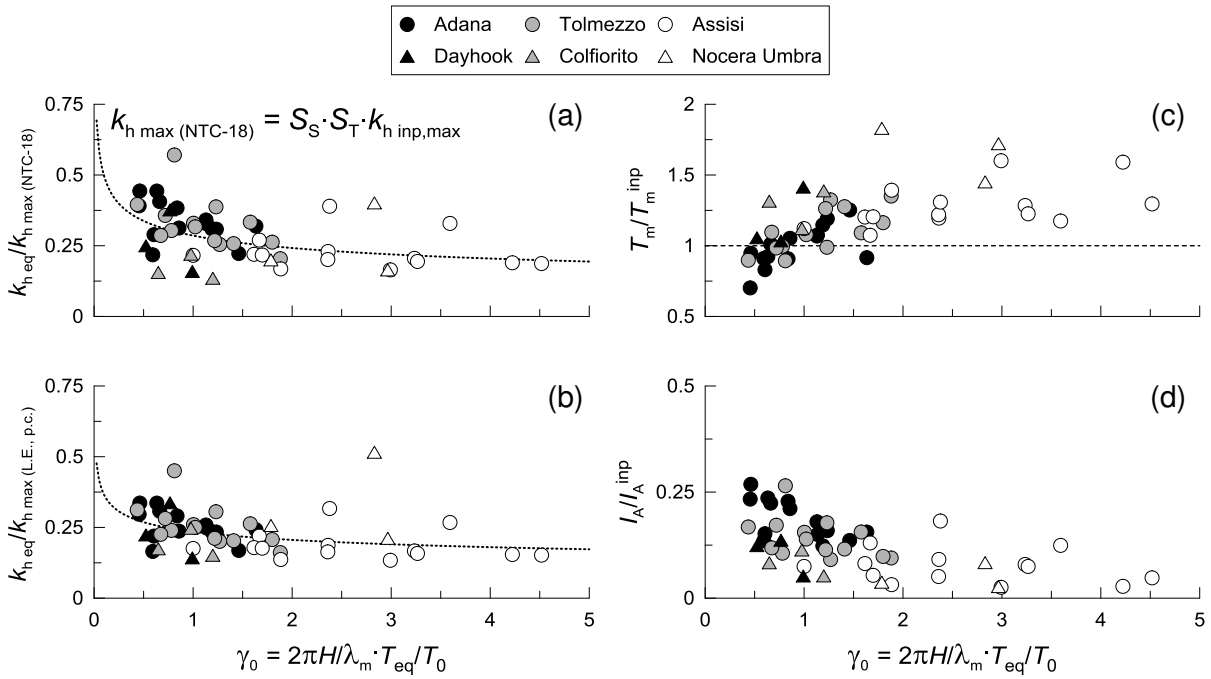



Figura 25: Rapporto $k_{h,eq}/k_{h,max}$ con $k_{h,max}$ calcolato a piano campagna in condizioni *free-field* con: (a) procedura semplificata NTC-2018; (b) metodo lineare equivalente. Rapporto tra i periodi medi (c) e tra le intensità di Arias (d) del coefficiente sismico orizzontale $k_{h,eq}$ ($t$).

elevate frequenze (Assisi e Nocera Umbra), pozzi profondi (elevati valori di $H$) e pile alte (elevati valori di $T_{eq}$); viceversa, i valori del rapporto $k_{h\,eq}/k_{max}$ sono elevati per ridotti valori di $\gamma_0$, cioè per *input* sismici ricchi in basse frequenze (Tolmezzo, Adana, Colfiorito e Dayhook), pozzi poco profondi (ridotti valori di $H$) e pile basse (ridotti valori di $T_{eq}$). In questo caso, infatti, il moto applicato in fondazione è sincrono e le azioni inerziali trasmesse in fondazione assumono valori elevati, in particolar modo nelle condizioni di accoppiamento dinamico tra sistema e terreno ($T_{eq}/T_0 \approx 1$). Tuttavia, anche in questo caso i rapporti $k_{h\,eq}/k_{max}$ assumono valori inferiori all'unità: ciò può essere attribuito allo sviluppo di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione che producono una riduzione delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura e, di seguito, al pozzo di fondazione.

I fenomeni di moto asincrono e di accoppiamento sistema-terreno modificano il contenuto in frequenza e il contenuto energetico della storia temporale del coefficiente sismico equivalente alla traslazione. La Figura 25c mostra l'andamento del rapporto tra i periodi medi di $k_{h\,eq}$ ($t$) e dell'*input* sismico, $T_m/T_m^{inp}$, in funzione del parametro adimensionale $\gamma_0$: tale rapporto assume valori compresi tra 0.70 e 1.83, con valori inferiori all'unità per $\gamma_0 < 1$ e superiori all'unità per $\gamma_0 > 1$. Infatti, per elevati valori di $\gamma_0$ i fenomeni di moto asincrono e l'elevata deformabilità del sistema contribuiscono a rimuovere le componenti del moto alle alte frequenze, con conseguente incremento del periodo medio $T_m$. Alla rimozione delle alte frequenze del moto corrisponde una diminuzione dell'intensità di Arias della storia temporale del coefficiente sismico orizzontale, con riduzione del rapporto $I_A/I_A^{inp}$ al crescere di $\gamma_0$ (Fig. 25d).

Considerazioni analoghe possono essere svolte per il coefficiente sismico rotazionale $k_{rot\,eq}$, i cui valori massimi sono mostrati nella Figura 26. Essi sono compresi tra un minimo di 0.001 ($D = 8$ m, $H/D = 0.5$, $h_s = 30$ m e *input* di Adana) e un massimo pari a 0.012, ($D = 8$ m, $H/D = 2$, $h_s = 15$ m e *input* di Assisi) (Tab. 9). La Figura 27a mostra che il coefficiente sismico rotazionale $k_{rot\,eq}$ cresce al crescere del parametro adimensionale $\delta_0 = \beta_0/(T_{eq}/T_0)$:

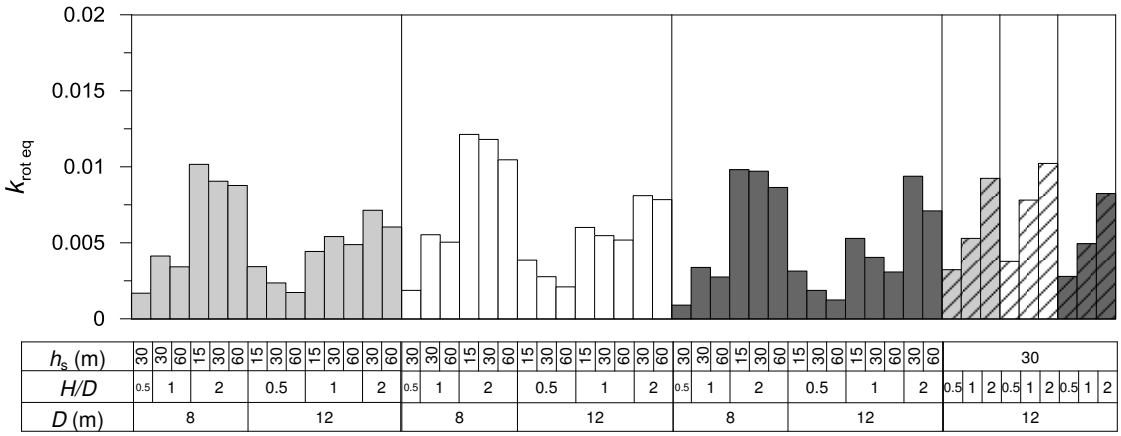



Figura 26: Valori di picco del coefficiente sismico rotazionale.

infatti, elevati valori di $\delta_0$ sono associati a moti asincroni ($\beta_0$ elevato) e a sistemi rigidi ($T_{eq}/T_0$ basso), per i quali le azioni inerziali trasmesse in fondazione sono di elevata entità, soprattutto in condizioni di accoppiamento dinamico tra sistema e terreno ($T_{eq}/T_0 \approx 1$). Corrispondentemente, l'effetto filtro della fondazione produce un aumento del rapporto tra i periodi medi delle storie temporali di $k_{rot\ eq}(t)$ e dell'input, $T_m/T_m^{inp}$ (Fig. 27b) al crescere di $\delta_0$, con valori massimi pari a circa 1.64; coerentemente con l'andamento di $k_{rot\ eq}$, il rapporto $I_A/I_A^{inp}$ cresce con $\delta_0$, fornendo, al più, valori di $I_A \approx 0.2\%\ I_A^{inp}$ (Fig. 27c).
Il decremento del coefficiente sismico orizzontale $k_{h\ eq}$ e l'incremento del coefficiente sismico rotazionale $k_{rot\ eq}$ con la frequenza adimensionale $\beta_0$ è illustrata nella Figura 28, nella quale sono riportate le storie temporali delle accelerazioni orizzontali del pozzo ottenute dalle analisi dinamiche in prossimità della testa e della base del pozzo. La Figura 28a si riferisce alla minima frequenza adimensionale, $\beta_{0,\ min} = 0.21$, calcolata per un pozzo basso ($D = 8$ m, $H/D = 0.5$), con pila di altezza $h_s = 30$ m, soggetto all'*input* di Adana, ricco in basse frequenze. La Figura 28b riporta invece le storie di accelerazione orizzontale per il sistema caratterizzato dalla massima frequenza adimensionale $\beta_{0,\ max} = 3.19$, costituito da un pozzo profondo ($D = 12$ m, $H/D = 2$) con pila di altezza $h_s = 30$ m, soggetto all'*input* di Nocera Umbra, ricco in alte frequenze. Nel primo caso, le accelerazioni in testa e alla base del pozzo sono eguali e in fase tra loro per ogni istante temporale, dando così luogo a un'elevata forza d'inerzia orizzontale ($k_{h\ eq} = 0.164$) e a un momento sostanzialmente nullo ($k_{rot\ eq} = 0.001$). Nel secondo caso, sebbene si ottenga ancora un elevato valore dell'azione orizzontale ($k_{h\ eq} = 0.201$) per l'accoppiamento tra i periodi propri del sistema e del terreno ($T_{eq}/T_0 = 0.73$), l'asincronia del moto, resa evidente dalle differenze tra le storie di accelerazione in testa e alla base del pozzo, produce un elevato valore del momento ($k_{rot\ eq} = 0.010$).

Tabella 9: Valori minimi e massimi assunti dal coefficiente sismico rotazionale.

| registrazione | $k_{rot\ eq}$ |
|---|---|
| Tolmezzo | 0.002÷0.010 |
| Assisi | 0.002÷0.012 |
| Adana | 0.001÷0.010 |
| Colfiorito | 0.003÷0.009 |
| Nocera Umbra | 0.004÷0.010 |
| Dayhook | 0.003÷0.008 |

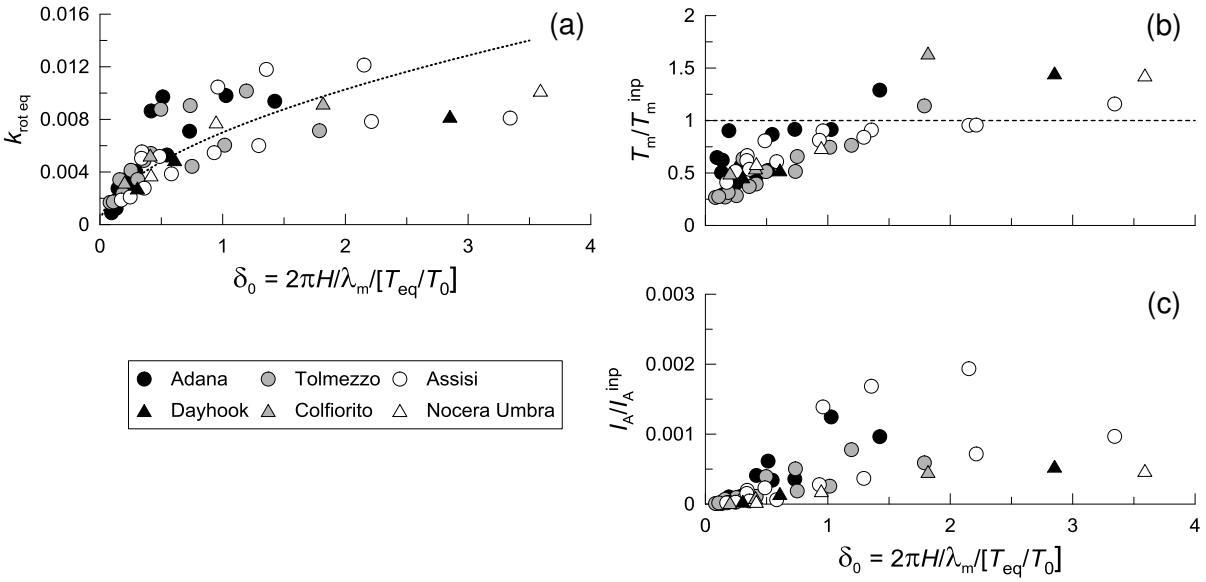



Figura 27: Valori di picco del coefficiente sismico rotazionale (a); rapporto tra i periodi medi (b) e tra le intensità di Arias (c) del coefficiente sismico rotazionale $k_{rot,eq}$ $(t)$.

Per una stima speditiva dei coefficienti sismici $k_{h\,eq}$ e $k_{rot\,eq}$, i risultati diagrammati nelle Figure 25a, b e nella Figura 27a sono stati interpolati con le seguenti leggi di potenza:

$$\begin{cases} \dfrac{k_{h\,eq}}{k_{h\,max\,(NTC\text{-}18)}} = B_{1h} \cdot \gamma_0^{A_{1h}} \\ k_{rot\,eq} = B_{rot} \cdot \delta_0^{A_{rot}} \end{cases} \qquad \dfrac{k_{h\,eq}}{k_{h\,max\,(L.E.,\,p.c.)}} = B_{2h} \cdot \gamma_0^{A_{2h}} \tag{15}$$

I valori dei coefficienti $A_{1h}$, $A_{2h}$ e $A_{rot}$ e $B_{1h}$, $B_{2h}$ e $B_{rot}$ sono riportati nella Tabella 10.

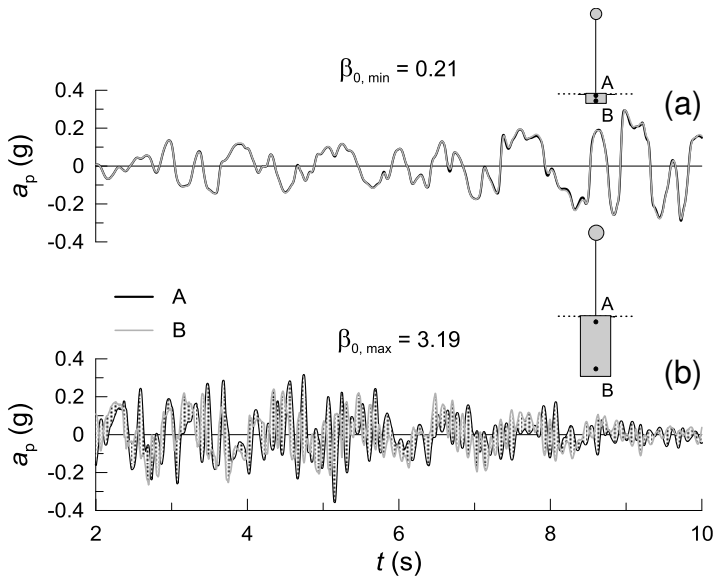



Figura 28: Storie temporali delle accelerazioni orizzontali all'interno del pozzo per: (a) valore minimo e (b) valore massimo della frequenza adimensionale $\beta_0$.

Tabella 10: Parametri delle leggi di potenza riportate nelle eqq. (15).

| $k_{h\,eq}/k_{h\,max\,(NTC\text{-}18)} = f(\gamma_0)$ | | $k_{h\,eq}/k_{h\,max\,(L.E.,\,p.c.)} = f(\gamma_0)$ | | $k_{rot\,eq} = f(\delta_0)$ | |
|---|---|---|---|---|---|
| $A_{1h}$ | $B_{1h}$ | $A_{2h}$ | $B_{2h}$ | $A_{rot}$ | $B_{rot}$ |
| -0.240 | 0.286 | -0.192 | 0.235 | 0.552 | 0.007 |

## 4.2. Esempi di verifica

I coefficienti sismici equivalenti, alla traslazione e alla rotazione, possono essere utilizzati per le verifiche a carico limite dei pozzi di fondazione, includendo l'effetto delle azioni inerziali agenti in fondazione per mezzo dell'approccio pseudo-statico. Nel seguito si riportano due esempi di verifica, condotti seguendo le prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture, 2018).

Le verifiche sono state effettuate per due pozzi di diametro $D = 8$ e 12 m con rapporto di snellezza $H/D = 1$; in entrambi i casi la sovrastruttura è costituita da una pila di altezza $h_s = 30$ m. Utilizzando il metodo di calcolo più frequentemente adottato nella pratica professionale, le azioni trasmesse in fondazione sono state valutate mediante analisi modali con spettro di risposta. Per entrambi i casi, lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando i risultati delle analisi di risposta sismica locale condotte in condizioni di *free-field* con il metodo lineare equivalente; gli *input* considerati sono quelli del primo insieme (Tolmezzo, Assisi e Adana). Nello specifico, le storie temporali di accelerazione orizzontale e i relativi spettri elastici di risposta sono stati calcolati alle profondità $z_G$ dei baricentri dei due pozzi ($z_G = 4$ e 6 m). Si è quindi ottenuto lo spettro di inviluppo superiore, successivamente regolarizzato attraverso le forme spettrali indicate nella normativa tecnica italiana, come mostrato nella Figura 29. Ipotizzando un comportamento dissipativo per la struttura in elevazione, lo spettro di progetto è stato ottenuto, a partire da quello elastico, assumendo una classe di duttilità alta (CD "A") e un fattore di struttura $q = 3.5$. I due sistemi considerati sono stati riprodotti nel codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.16 implementando un modello a parametri concentrati a tre gradi di libertà nei quali la cedevolezza del sistema pozzo-terreno è concentrata nelle rigidezze dinamiche poste in corrispondenza del nodo rappresentativo della fondazione (§ 3.2). Tali rigidezze sono state calcolate adottando i valori operativi del modulo di taglio $G$, assumendo il profilo medio ottenuto dalle tre analisi di

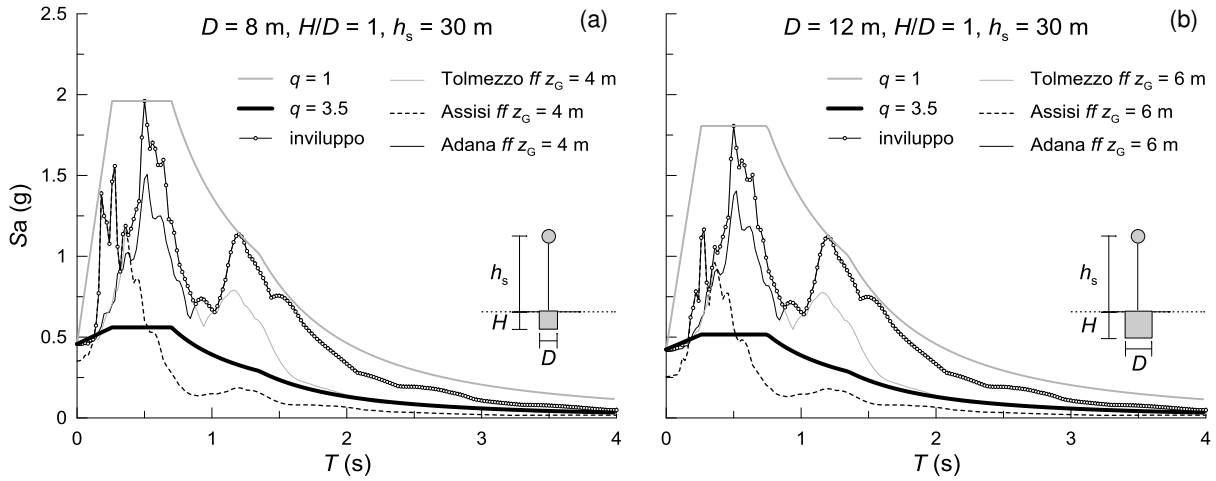



Figura 29: Spettri di risposta in accelerazione per le pile di altezza $h_s = 30$ m fondate su pozzi con rapporto di snellezza $H/D = 1$ e diametro pari a: (a) $D = 8$ m; (b) $D = 12$ m.

risposta sismica locale. La forza orizzontale $Q_s$ e il momento $M_s$ forniti dall'analisi modale con spettro di risposta sono stati infine moltiplicati per il fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1.3$ (Tab. 11), seguendo i criteri della gerarchia delle resistenze.
Le azioni inerziali agenti sul pozzo sono state determinate valutando i coefficienti sismici $k_{h\ eq}$ e $k_{rot\ eq}$ attraverso le eqq. (15). A tale scopo si sono preliminarmente determinati i parametri adimensionali $\gamma_0 = \beta_0 \cdot T_{eq}/T_0$ e $\delta_0 = \beta_0/(T_{eq}/T_0)$ dipendenti dalla frequenza adimensionale $\beta_0$, dal periodo equivalente dell'intero sistema $T_{eq}$ e dal periodo proprio della colona di terreno $T_0$:

- $\beta_0 = 2\pi H/\lambda_m$ in cui $\lambda_m = V_{S0,\ eq} \cdot T_m^{inp}$. Nel caso specifico gli *input* sismici sono definiti in termini di storie temporali di accelerazione: il periodo medio $T_m^{inp} = 0.34$ s è quindi il valor medio dei valori di $T_m$ dei singoli accelerogrammi; se l'azione sismica è fornita mediante uno spettro di risposta, $T_m$ può essere ottenuto mediante relazioni di attenuazione disponibili in letteratura (Tropeano *et al.*, 2017);
- $T_{eq}$ è direttamente fornito dell'analisi modale condotta in SAP2000;
- $T_0 = 4Z/V_{S0} = 1.04$ s, con $Z = 60$ m e dove $V_{S0} = 231.7$ m/s è velocità di propagazione delle onde di taglio mediata sui tempi di arrivo lungo tutta l'altezza della colonna di terreno.

Per determinare il coefficiente sismico orizzontale $k_{h\ eq}$ si è fatto riferimento alla espressione analitica $k_{h\ eq}/k_{h\ max\ (L.E.,\ p.c.)} = f(\gamma_0)$, perché coefficiente sismico massimo a piano campagna è stato ottenuto da analisi di risposta sismica locale; i valori ottenuti sono riportati nella Tabella 11.
La resistenza caratteristica del sistema pozzo-terreno $R_k$, pari al carico limite nelle condizioni pseudo-statiche, $N_{lim,e}$, è stata valutata in condizioni non drenate mediante analisi numeriche in cui si è progressivamente incrementato il carico verticale in presenza delle azioni statiche equivalenti agenti sulla struttura e sul pozzo di fondazione. La resistenza di progetto $R_d = R_k/\gamma_R$ è stata valutata assumendo il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_R = 1.8$.
La verifica è soddisfatta per entrambi i pozzi considerati, per i quali sono stati ottenuti valori del rapporto $R_d/E_d$ pari a 1.15 e a 1.05, rispettivamente per il pozzo di diametro $D = 8$ e 12 m. Il maggiore rapporto $R_d/E_d$ ottenuto per il pozzo di minori dimensioni ($D = 8$ m) è da attribuire alla maggiore flessibilità del sistema che risulta in minori azioni trasmesse in fondazione: è infatti $T_{eq}/T_0 = 2.81$ per $D = 8$ m e $T_{eq}/T_0 \approx 2.00$ per $D = 12$ m. Il risultato della verifica pseudo-statica è coerente con la buona prestazione sismica conseguita da entrambi i sistemi ($R_d/E_d > 1$) e con i minori valori di picco attinti dal *drift* di impalcato $u_{rel}/h_s$ per il sistema più flessibile (Fig. 10): è infatti $u_{rel\ max}/h_s = 3.09$ ‰ per $D = 8$ m e $u_{rel\ max}/h_s = 3.40$ ‰ per $D = 12$ m.

Tabella 11: Azioni considerate nelle verifiche al carico limite condotte con il metodo pseudo-statico.

| $D$ (m) | $N_{testa\ pozzo}$ (MN) | $Q_s \cdot \gamma_{Rd}$ (MN) | $M_s \cdot \gamma_{Rd}$ (MN·m) | $W_{pozzo}$ (MN) | $\beta_0$ | $T_{eq}$ (s) | $\gamma_0$ | $k_{max}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 16.85 | 1.14 | 34.24 | 10.05 | 0.74 | 2.92 | 2.09 | 0.46 |
| 12 | 42.14 | 6.40 | 192.12 | 33.93 | 1.05 | 2.09 | 2.11 | 0.42 |

| $k_{h\ eq}/k_{max}$ | $k_{h\ eq}$ | $\delta_0$ | $k_{rot\ eq}$ | $k_{h\ eq} \cdot W_{pozzo}$ (MN) | $k_{rot\ eq} \cdot W_{pozzo} \cdot D$ (MN·m) | $E_d$ (MN) | $R_d$ (MN) | $R_d/E_d$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 | 0.09 | 0.26 | 0.003 | 0.94 | 0.27 | 26.90 | 31.12 | 1.15 |
| 0.20 | 0.09 | 0.52 | 0.005 | 2.93 | 1.98 | 76.06 | 79.34 | 1.05 |

## 5. CONCLUSIONI

La prestazione sismica dei pozzi di fondazione di pile di ponti o viadotti di grande luce è in genere valutata utilizzando metodi semplificati, quale il metodo delle sottostrutture, mutuando soluzioni disponibili per fondazioni superficiali, o su pali, per la stima delle proprietà meccaniche del sistema fondazione-terreno. Tuttavia, gli elevati valori di massa e rigidezza dei pozzi di fondazione contribuiscono a renderne il comportamento dinamico sostanzialmente differente da quello delle altre tipologie di fondazione. Inoltre, l'ipotesi di linearità del comportamento meccanico degli elementi strutturali e dei terreni di fondazione non consente di valutare adeguatamente la prestazione sismica del sistema, soprattutto per eventi sismici di elevata intensità.

I risultati dello studio parametrico discussi nel § 2 hanno permesso di individuare l'intervallo di proprietà del sistema, del terreno e dell'evento sismico per il quale l'ipotesi di linearità di comportamento fornisce una stima ancora accettabile della prestazione sismica e l'intervallo nel quale, al contrario, il comportamento non lineare e irreversibile dei terreni di fondazione risulta prevalente e non può essere trascurato perché produce una significativa riduzione delle azioni trasmesse alla sovrastruttura, ciò per effetto delle deformazioni plastiche accumulate durante l'evento sismico. Per sistemi terreno-pozzo-pila-impalcato caratterizzati da un periodo proprio prossimo a quello della colonna di terreno ($T_{eq}/T_0 \approx 0.8 \div 1.5$) e *input* sismici caratterizzati da un'elevata durata della fase di *strong-motion*, la plasticità dei terreni di fondazione diviene non trascurabile e il metodo delle sottostrutture produce una significativa sovrastima dei valori massimi delle sollecitazioni agenti nella struttura e degli spostamenti indotti dal sisma.

La prestazione sismica del sistema è stata espressa in termini del *drift* di impalcato adimensionale $u_{rel}/h_s$, che è risultato una funzione decrescente del rapporto $T_{eq}/T_0$ con valori maggiori per maggiori durate significative dell'*input* sismico. Sulla base dei risultati ottenuti, per una stima preliminare della prestazione sismica del sistema sono state proposte delle relazioni empiriche di estremo superiore in cui il massimo spostamento istantaneo, durante il sisma, o spostamento permanente, nella condizione statica a fine sisma, sono espressi in funzione del rapporto tra i periodi fondamentali del sistema e della colonna di terreno, che possono essere stimati in prima approssimazione mediante relazioni di letteratura.

L'influenza delle proprietà inerziali dei pozzi, sui periodi propri e sulle forme modali, è risultata modesta per tutti i sistemi studiati, mentre masse e inerzie elevate in fondazione possono produrre un incremento massimo del *drift* di impalcato e delle sollecitazioni di circa il 12 %: tali massimi si ottengono per pozzi di elevate dimensioni, pile rigide, terreni deformabili e terremoti di elevata intensità.

Le analisi dello studio parametrico hanno infine permesso di valutare il coefficiente sismico equivalente, alla traslazione e alla rotazione, da utilizzare nelle verifiche pseudo-statiche di capacità portante. Per i coefficienti sismici equivalenti sono state proposte delle relazioni empiriche in funzione di parametri adimensionali dipendenti dalle proprietà della sovrastruttura, del pozzo, dei terreni di fondazione e dell'*input* sismico. La congruenza tra i risultati delle verifiche pseudo-statiche, soddisfatte per i due casi campione, e quelli delle corrispondenti analisi dinamiche, che hanno fornito valori soddisfacenti della prestazione sismica, hanno dimostrato l'affidabilità della valutazione dei coefficienti sismici equivalenti.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

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** (4), 345-368.

Benz, T., Vermeer. P. A., e Schwab, R. (2009). "A small-strain overlay model." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **33** (1), 25-44.

Brinch Hansen, J. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity." *Bulletin No. 28 of Danish Geotechnical Institute*, Copenaghen.

Brinkgreve, R. B. J., Engine, E., e Swolfs, W. M. (2013). *PLAXIS 3D. Reference Manual.*

Callisto, L. (2015). *MARTA v. 1.1: a computer program for the site response analysis of a layered deposit*, http://luigicallisto.site.uniroma1.it/attivita-1.

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.

CEN (2005a). *Eurocode 8: EN 1998-5: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*, CEN, Bruxelles.

CEN (2005b). *Eurocode 8: EN 1998-2: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 2: Bridges*, CEN, Bruxelles.

Conti, R., Morigi, M., e Viggiani, G. M. B. (2017). "Filtering effect induced by rigid massless embedded foundations." *Bulletin of Earthquake Engineering*, **15** (3), 1019-1035.

CSI (Computer and Structures. Inc.) (2003). *SAP2000: integrated finite element analysis and design of structures*, Berkeley, California.

Elsabee, F., e Morray, J. P. (1977). *Dynamic behavior of embedded foundations*, Research Report R77-33, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge.

Froelich, X. (1936). *Beitrag fur Berechnung von Mastfundamenten*, Ernest, Berlino.

Gaudio, D. (2017). *Interazione dinamica terreno – struttura di pozzi di fondazione di pile di ponti e viadotti*, Tesi di Dottorato, Università di Roma La Sapienza, https://iris.uniroma1.it/handle/11573/947638?mode=full.365#.WQb1QPnyiUk.

Gaudio, D., Masini, D., e Rampello, S. (2018). "A performance-based approach to design reinforced-earth retaining walls." *Geotextiles and Geomembranes*, **46** (4), 470-485.

Gaudio, D., e Rampello, S. (2018). "The influence of soil plasticity on the seismic performance of bridge piers on caisson foundations." *submitted for publication to Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*

Gazetas, G. (1983). "Analysis of machine foundation vibration: state of the art." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **2** (1), 2-42.

Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. In *Foundation engineering handbook*, Springer US, 553-593.

Gazetas, G. (2015). "4th Ishihara Lecture: Soil-foundation-structure systems beyond conventional seismic failure threshold." *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **68**, 23-39.

Gerolymos, N., e Gazetas, G. (2006). "Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26** (5), 347-361.

Hardin, B. O., e Richart, F. E. (1963). "Elastic wave velocities in granular soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, **89** (SM1), 33-65.

Idriss, I. M., e Seed, H. B. (1968). "Seismic response of horizontal soil layers." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, **94** (SM4), 1003-1031.

Kawashima, K. (2002). "Damage of bridges resulting from fault rupture in the 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey Earthquakes and the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake." *Structural Engineering/Earthquake Engineering*, **19** (2), 179s-197s.

Matsui, M. (1998). "Foundation damage of structures in Kobe earthquake and remediation." In *Proceedings of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Missouri, SOA-8, 128-144.

Ministero delle Infrastrutture (2018). *Norme Tecniche per le Costruzioni*, Decreto Ministero Infrastrutture 17.01.2018, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, **42**, 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). "Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26** (9), 824-853.

Rampello, S., Callisto, L., e Fargnoli, 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." *Bull. Earth. Eng.*, **12** (3), 1201-1219.

Rampello, S., Silvestri, F. e Viggiani, G. M. B. (1995). "The dependence of $G_0$ on stress state and history in cohesive soils." In *Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials – Measurements and application*, Sapporo, Balkema, **2**, 1155-1160.

Rathje, E. M., Abrahamson, N., e Bray, J. D. (1998). "Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions." *Journal Geotech. Geoenv. Eng.*, **124** (2), 150-159.

SEAOC (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee, Sacramento.

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 on earth dam design." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, **92** (3), 25-58.

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.

Trifunac, M. D., e Brady, A. G. (1975). "A study on the duration of strong earthquake ground motion." *Bulletin of the Seismological Society of America*, **65** (3), 581-626.

Tropeano, G., Silvestri, F., e Ausilio, E. (2017). "An uncoupled procedure for performance essessment of slopes in seismic conditions." *Bull. Earthq. Eng.*, **15** (9), 3611-3637.

Tsigginos, C., Gerolymos, N., Assimaki, D. e Gazetas, G. (2008). "Seismic response of bridge pier on rigid caisson in soil stratum." *Earthq. Eng. Eng. Vibr.*, **7** (1), 33-44.

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), 347-361.

Veletsos, A. S., e Ventura, C. E. (1986). "Modal analysis of non-classically damped linear systems." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,**14** (2), 217-243.

Vucetic, M., e Dobry, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response." *Journal of Geotechnical Engineering*, **117** (1), 89-107.

Wolf, J., P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*, Prentice – Hall.

Zafeirakos, A., e Gerolymos, N. (2013). "On the seismic response of under-designed caisson foundations." *Bulletin of Earthquake Engineering*, **11** (5), 1337-1372.

# Gallerie in zona sismica

Emilio Bilotta, Stefania Fabozzi

# Gallerie in zona sismica

Emilio Bilotta
*Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II, Napoli, Italia;*
Stefania Fabozzi
*CNR-IGAG, Istituto di Geologia Ambientale e Geo-ingegneria, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma, Italia*

## ABSTRACT

La valutazione degli incrementi di sollecitazione che insorgono nella struttura di rivestimento per effetto di un terremoto è un aspetto di rilievo nella progettazione di gallerie in zona sismica. Tali sollecitazioni sono dipendenti dalla rigidezza relativa terreno-struttura, dalle condizioni di interfaccia, dallo stato tensio-deformativo iniziale del sottosuolo, dalla tipologia strutturale del rivestimento e, considerando lo sviluppo lineare della galleria, dalle caratteristiche geometriche dell'asse e dalla variabilità delle condizioni di sottosuolo lungo il tracciato. Nella pratica progettuale si ricorre per lo più ad approcci semplificati (analisi pseudo statiche o dinamiche semplificate), analizzando il comportamento in sezione trasversale separatamente da quello in direzione longitudinale, spesso senza modellare esplicitamente l'interazione dinamica tra galleria e terreno. L'influenza sugli incrementi di sollecitazione indotti delle condizioni antecedenti il sisma e della eventuale natura segmentale del rivestimento, nonché dell'asincronismo del moto indotto dalla propagazione del fronte d'onda in direzione longitudinale, sono aspetti per lo più trascurati o considerati in via semplificata nella pratica.
In questo lavoro sono descritti i risultati di analisi numeriche tridimensionali d'interazione dinamica che tengono conto di alcuni dei suddetti aspetti, altrimenti trascurati. Nella discussione di tali risultati viene evidenziata la necessità di condurre analisi dinamiche complete al fine di conseguire una più corretta modellazione del comportamento dinamico della galleria.

## 1. INTRODUZIONE

La progettazione di una galleria in zona sismica deve considerare gli incrementi di sollecitazione che nascono nel rivestimento per effetto della deformazione indotta dal sisma. A tal fine, il comportamento della galleria sotto azioni sismiche viene generalmente studiato considerando separatamente il comportamento della struttura di rivestimento in sezione trasversale e quello in direzione longitudinale (Hashash et al., 2001; Pitilakis & Tsinidis, 2014). In tale analisi va tenuto conto del fatto che, come per altre strutture interrate, la risposta dinamica della galleria è fortemente influenzata dall'interazione con il sottosuolo circostante. Evidenze sperimentali degli effetti di tale interazione sono state mostrate in diverse prove in centrifuga condotte su modelli di gallerie in scala ridotta (ad es. Cilingir & Madabhushi 2011, Lanzano et al., 2012; Tsinidis et al., 2015a, b, c). Esse mostrano l'importanza di due fattori che influenzano le sollecitazioni che insorgono nel rivestimento durante il sisma: la rigidezza relativa del rivestimento rispetto al terreno e il comportamento dell'interfaccia.

Sebbene le gallerie siano opere lineari, spesso di lunghezza considerevole, l'approccio comunemente adottato nella verifica sotto azioni sismiche della sezione trasversale trascura gli effetti asincroni nella direzione longitudinale e considera la sezione trasversale della galleria sollecitata solo nel suo piano. In effetti, quando un'onda di taglio si propaga perpendicolarmente all'asse, la sezione trasversale subisce un'ovalizzazione (Owen & Scholl, 1981) per effetto della quale insorgono incrementi di sollecitazione nel rivestimento. Alcuni autori hanno proposto formule per il calcolo di tali incrementi, basate sulla teoria dell'elasticità, che tengono conto della rigidezza relativa e delle condizioni all'interfaccia (Wang, 1993; Penzien e Wu, 1998 e Penzien, 2000; Park et al., 2009; Bobet 2003, 2010). Gli incrementi di sollecitazione sono espressi in funzione della massima deformazione a taglio, $\gamma_{max}$, calcolata alla profondità dell'asse della galleria in condizioni di campo libero, a partire dalle caratteristiche del moto sismico. Kontoe et al. (2014) hanno confrontato tali soluzioni analitiche con analisi numeriche pseudo-statiche a elementi finiti, suggerendo che esse possano essere adoperate nella fase preliminare della progettazione, utilizzando proprietà lineari equivalenti per il terreno al fine di tener conto in via semplificata della sua risposta non-lineare.

Sebbene l'approccio lineare equivalente sia generalmente adottato nella pratica, i due fattori principali che influenzano il comportamento sismico delle gallerie, ovvero la rigidezza relativa e il comportamento dell'interfaccia rivestimento/terreno, possono evolvere durante lo scuotimento a causa del comportamento non-lineare e irreversibile del terreno (Pitilakis e Tsinidis, 2014; Tsinidis, 2017).

E' importante osservare che durante un terremoto, sezioni consecutive di una struttura lunga come una galleria non sono sottoposte allo stesso campo di moto nello stesso istante. Infatti, quando la lunghezza della galleria è molto maggiore della lunghezza d'onda della sollecitazione, l'effetto della propagazione dell'onde sismiche non è trascurabile, come mostrato anche da alcune prove su modello condotte su tavola vibrante multi-punto (Chen et al., 2007; Yu et al., 2018). L'eccitazione sismica non uniforme lungo l'asse della galleria, produce maggiori sollecitazioni anche nella sezione trasversale, rispetto all'ipotesi di sollecitazione sincrona che risulta pertanto meno cautelativa.

Nella prassi progettuale si tiene conto dell'asincronismo del moto della galleria solo al fine di valutare gli incrementi di sollecitazione indotti dal sisma nella struttura di rivestimento in direzione longitudinale. Ciò avviene generalmente presumendo, per semplicità, che porzioni diverse del tunnel siano sottoposte allo stesso campo di moto in tempi diversi, legati ai diversi tempi di arrivo dell'onda sismica (ipotesi di coerenza spaziale). La sollecitazione sismica è modellata come un fronte d'onda piano, che si propaga cioè in una sola direzione. La dispersione spaziale delle onde e la propagazione tridimensionale vengono trascurate, anche se questi fenomeni possono influenzare la deformazione della galleria lungo l'asse e le sollecitazioni che insorgono nel rivestimento. In tali ipotesi, il problema di interazione tra terreno e struttura in direzione longitudinale può essere risolto a diversi livelli di complessità. Ad esempio, St. John e Zahrah (1987) hanno proposto espressioni degli incrementi di sollecitazione indotte nel rivestimento dal sisma che trascurano l'interazione dinamica terreno-struttura. In alternativa, l'interazione può essere portata in conto in via semplificata modellando la galleria come una trave su letto di molle. A tal fine devono essere valutate le costanti di rigidezza delle molle in direzione assiale e trasversale (ad es. Wang, 1993).

Appare tuttavia evidente l'importanza di una modellazione tridimensionale del problema. In questo lavoro sono raccolti alcuni risultati di studi recenti (Fabozzi e Bilotta, 2016; Fabozzi, 2017; Bilotta, 2018; Fabozzi et al., 2018b) condotti dagli autori con analisi numeriche a

elementi finiti, che mostrano l'importanza della modellazione tridimensionale nell'analisi del comportamento dinamico di una galleria a sezione circolare in presenza di azioni sismiche.

# 2. SEZIONE TRASVERSALE

## 2.1. Premessa

Come anticipato nell'introduzione, gli incrementi di sollecitazione che insorgono nella sezione trasversale del rivestimento di una galleria possono essere calcolati a partire dal moto sismico atteso seguendo diversi approcci. Solitamente nella progettazione ordinaria si eseguono analisi pseudo-statiche o dinamiche semplificate (AGI, 2005), associate alle soluzioni in forma chiusa prima menzionate. Tali analisi trascurano l'interazione dinamica tra galleria e terreno, che può essere invece modellata con analisi dinamiche complete, con codici di calcolo numerici. Queste ultime, contrariamente alle analisi semplificate, consentono di prendere in considerazione l'influenza sul problema d'interazione di fattori quali lo stato tensio-deformativo pre-esistente nel sottosuolo intorno alla galleria o del comportamento plastico del terreno (e della struttura). Le analisi dinamiche complete possono oggigiorno essere eseguite anche in condizioni tridimensionali. Rispetto ai modelli piani, i modelli tridimensionali consentono non solo di analizzare l'effetto di sollecitazioni sismiche comunque dirette, ma anche di modellare con maggiore efficacia le condizioni iniziali (pre-sisma). Ad esempio possono essere simulate le fasi di costruzione della galleria, compresi i dettagli geometrici del rivestimento che possono influire sul suo comportamento strutturale (si pensi alla natura segmentale di un rivestimento prefabbricato).
In questa sezione vengono illustrati alcuni risultati di modellazioni 3D finalizzate a evidenziare l'influenza sulla sezione trasversale delle condizioni precedenti il sisma, con riferimento in particolare all'influenza del processo costruttivo, e della configurazione geometrica di un rivestimento prefabbricato segmentato.

## 2.2. Benchmark sperimentale e numerico

Nell'ambito di una linea di ricerca del progetto ReLUIS finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile, sono state condotte alcune prove in centrifuga presso lo Schofield Centre dell'Università di Cambridge (UK), su un modello in scala ridotta di galleria circolare in uno strato di sabbia asciutta, sottoposto a un'eccitazione dinamica (Lanzano et al., 2012). Durante lo scuotimento sono state misurate le sollecitazioni interne (momenti flettenti e sforzi normali) nel rivestimento. Tali prove, condotte in condizioni piane, sono state in seguito utilizzate come benchmark sperimentale per la modellazione numerica, volta a estendere lo studio eseguendo analisi tridimensionali a elementi finiti.
Le gallerie modellate nelle prove in centrifuga sono da considerarsi superficiali (il rapporto di copertura, C/D, è pari a 1 e 2) e la densità relativa della sabbia è stata variata modellando un strato più deformabile ($D_r$= 40%) e uno più rigido ($D_r$= 75%). Nella Figura 1 si riporta a titolo esemplificativo la prova T3 condotta in sabbia densa con C/D=1, rimandando a Lanzano et al. (2012) per maggiori dettagli.
Il modello T3 mostrato in Figura 1a, costituito da uno strato di sabbia Leighton Buzzard (frazione E) asciutta in cui è inserito un tubo di alluminio (diametro D = 75 mm, spessore t = 0.5 mm, copertura C = 150 mm), è stato sottoposto a un campo di accelerazione inerziale pari a 80 g. Esso rappresenta nel campo di gravità terrestre un rivestimento in calcestruzzo di una galleria circolare di diametro D = 6 m, e spessore t = 6 cm, sotto una copertura C= 12 m. Il

tubo è strumentato con estensimetri in quattro posizioni lungo la sua sezione trasversale (indicate come NE, NW, SW e SE in Fig.1a). Alla base del modello è stata applicata una serie di segnali pseudo-armonici di ampiezza e frequenza crescenti. Le storie temporali di momento flettente, M, e sforzo normale, N, misurate durante quattro eventi dinamici successivi sono mostrate in Figura 1b alla scala del modello (Lanzano et al., 2012). Vale la pena notare che dopo ogni evento sono sorti nel rivestimento della galleria incrementi permanenti di sollecitazioni interne. Essi sembrano ben correlati al progressivo addensamento dello strato di sabbia osservato nelle prove.

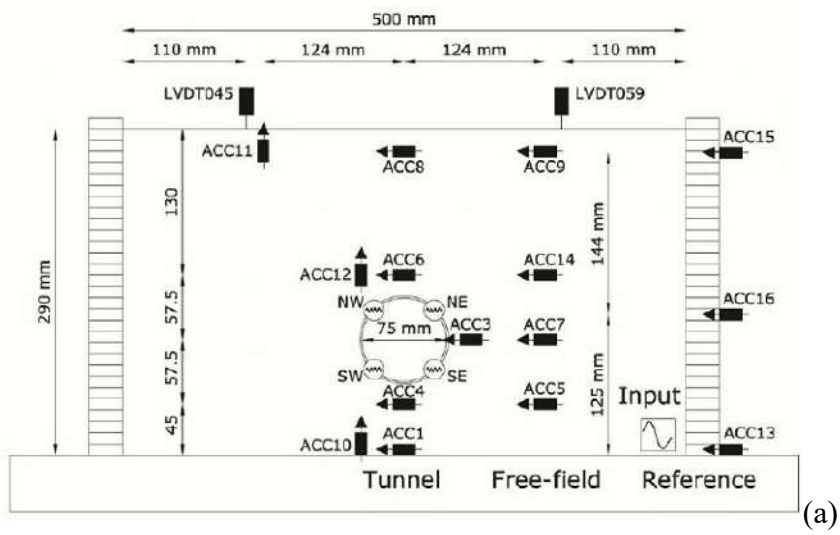
La modellazione in centrifuga è stata adoperata per validare il modello numerico. In una prima fase della modellazione numerica, infatti, si è verificata la capacità del modello di riprodurre il comportamento osservato sperimentalmente. Successivamente il modello così validato è stato adoperato per studiare numericamente configurazioni geometriche e condizioni al contorno che non erano state oggetto di sperimentazione e che implicano la necessità di adottare uno schema geometrico tridimensionale.

In questa fase le analisi numeriche sono state eseguite alla scala del prototipo, utilizzando un fattore di scala N = 80, e il modello è stato implementato nel codice agli elementi finiti Plaxis 3D (Brinkgreve et al., 2016). Il reticolo di calcolo è mostrato in Figura 2. L'altezza del modello è di 23.2 m, cioè 80 volte la dimensione relativa alla scala del modello, la sua larghezza è maggiore rispetto alla larghezza del modello scalata e pari a 200 m, per ridurre al minimo l'influenza dei bordi laterali. Si è assunta la sezione di rivestimento posta a metà della galleria come sezione di riferimento da confrontare con i risultati sperimentali. Quindi, al fine di garantire condizioni di deformazione piana nella sezione di riferimento, la dimensione del modello lungo l'asse longitudinale è stata assunta pari a 150 m. I lati verticali del modello di calcolo sono vincolati in direzione orizzontale in condizioni statiche, mentre sono stati applicati smorzatori viscosi nella successiva fase dinamica, per ridurre gli effetti di riflessione delle onde ai bordi.

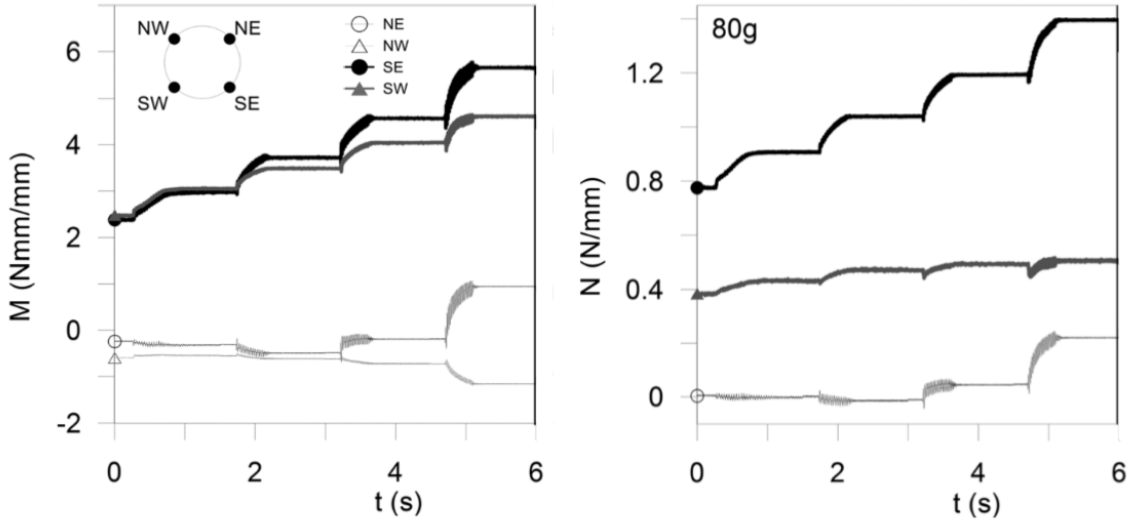
Il rivestimento stato modellato come una piastra elastica ($EA=2.8\cdot10^6$ kN/m; $EI=3.7\cdot10^2$ $kNm^2/m$) con un'interfaccia con il terreno molto liscia (il fattore di interfaccia è stato assunto come $R_{int} = 0.05$).

La sabbia è stata modellata con un modello costitutivo elasto-plastico incrudente, Hardening Soil small strain (Schanz et al., 1999; Benz et al., 2009), che è in grado di modellare la dipendenza di rigidezza e smorzamento isteretico dal livello di deformazione, assumendo per i parametri i valori mostrati in Tabella 1, derivati da Lanzano et al. (2016).

Il rapporto iniziale di smorzamento a piccolissime deformazioni ($D_0$) è stato modellato attraverso una formulazione alla Rayleigh ($\alpha_R = 0.0668$; $\beta_R = 0.704\ 10^{-3}$).




(a)




(b)

Figura 1: Modello T3: (a) assetto sperimentale; (b) storie temporali misurate di momento flettente e sforzo normale (modificato da Lanzano et al., 2012).

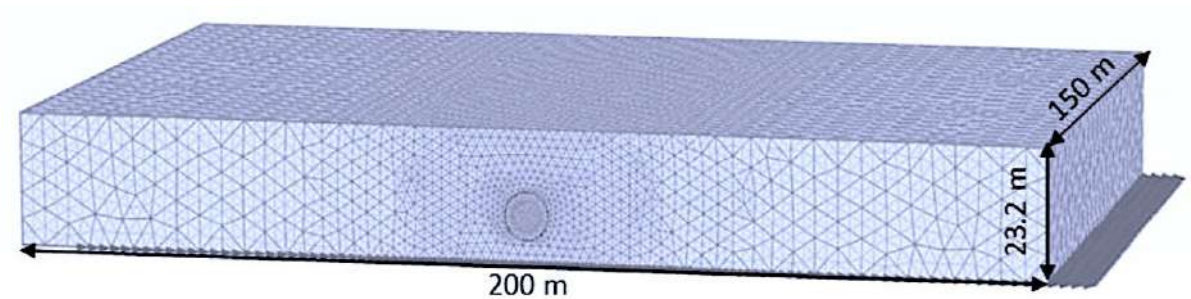



Figura 2: Reticolo di calcolo.

Tabella 1: Parametri del modello HS-small (Lanzano et al., 2016).

| | *sabbia densa* |
|---|---|
| $\varphi$ | 38.6° |
| $\psi$ | 8.2° |
| $c'$ *(kPa)* | 0.01 |
| $E^{50}_{ref}$ *(MPa)* | 18.6 |
| $E^{oed}_{ref}$ *(MPa)* | 20.5 |
| $E^{ur}_{ref}$ *(MPa)* | 62.2 |
| $\gamma_{0.7}$ | $0.60E^{-3}$ |
| $G_0^{ref}$ *(MPa)* | 72.7 |
| $p_{ref}$ *(kPa)* | 100 |
| $m$ | 0.4 |

La storia temporale di accelerazione registrata dall'accelerometro ACC13 alla base del modello in centrifuga (vedere la Figura 1) è stata amplificata alla scala del prototipo e filtrata al fine di ridurre il suo contenuto in alte frequenze. Questo segnale (con frequenza nominale di 0.375 Hz e ampiezza nominale 0.05 g alla scala del prototipo) è stato applicato come input dinamico alla base del modello.
La Figura 3a confronta, alla scala del prototipo, la storia temporale di accelerazione misurata nella prova da ACC9 con i risultati calcolati corrispondenti. Nella Figura 3b sono mostrati gli spettri di risposta corrispondenti al 5% di smorzamento. Si osserva come la risposta dinamica calcolata per lo strato di terreno è molto prossima a quella misurata, sebbene vi sia evidenza di una leggera sovra-amplificazione del segnale alle alte frequenze, come osservato anche da Amorosi et al. (2014) in analisi simili.

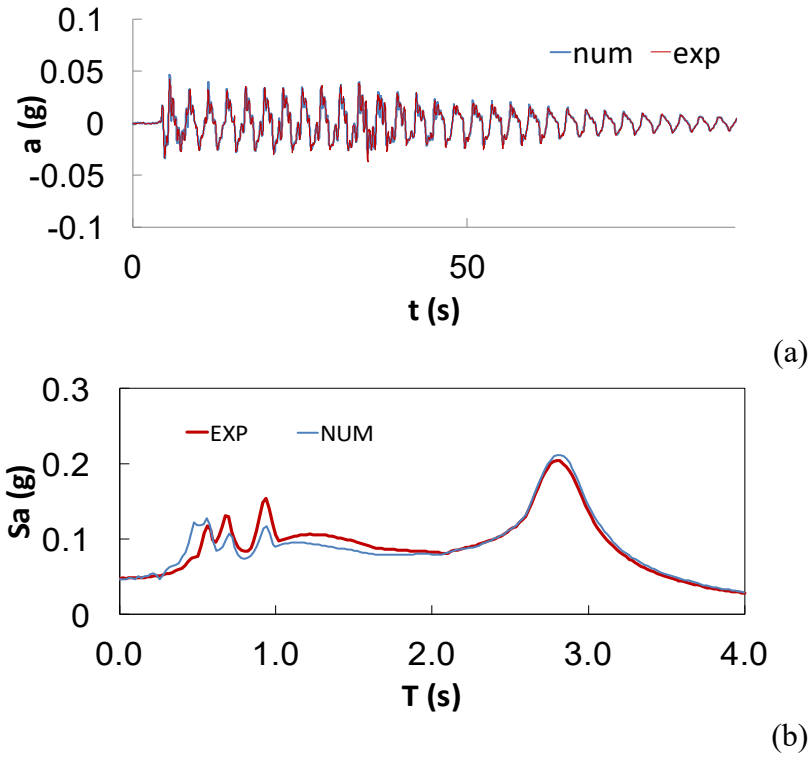



Figura 3: ACC9, (a) storia temporale di accelerazione, misurata ('num') e calcolata ('exp') e (b) spettri di risposta.

Una volta validato con i risultati della prova in centrifuga, lo stesso modello 3D è stato utilizzato per analizzare il comportamento nello stesso strato di sabbia di un diverso rivestimento: in calcestruzzo armato con spessore t = 0.3 m (EA = 10.5E$^6$ kN/m; EI = 78.75E$^3$ kNm$^2$/m; $R_{int}$ = 0.7) e diametro D = 6 m. Inoltre, alla base del reticolo di calcolo sono stati applicati in input diversi segnali naturali come storie temporali di accelerazione. La Tabella 2 mostra le principali caratteristiche dei segnali di ingresso applicati. Si tratta di storie temporali di accelerazione registrate su un substrato roccioso affiorante (sottosuolo di tipo A secondo EC8). Il loro spettro di risposta medio corrisponde allo spettro da Eurocodice EC8-1 per sottosuolo di tipo A.

Tabella 2: Segnali naturali.

| *Evento sismico* | *Data* | $M_w$ | *PGA* |
|---|---|---|---|
| | - | - | *g* |
| Norcia | 30/10/2016 | 6.5 | 0.78 |
| Avej | 22/06/2006 | 6.5 | 0.5 |
| South Iceland (aftershock) | 21/06/2000 | 6.4 | 0.36 |
| Northridge | 17/01/1994 | 6.7 | 0.68 |
| Tirana | 09/01/1988 | 5.9 | 0.33 |
| Friuli | 06/05/1976 | 6.5 | 0.35 |

Alcuni risultati dello studio (Fabozzi, 2017) sono presentati nei successivi due paragrafi: nel primo viene illustrata e discussa l'influenza del processo di costruzione sulla risposta sismica della galleria, mentre il secondo analizza l'influenza della presenza di giunti nel rivestimento segmentato.

## 2.3. Influenza delle condizioni precedenti il sisma

In questa sezione si tiene conto dell'influenza sul problema della condizione in cui si trova la galleria prima del sisma, assumendo che lo stato tensio-deformativo sia quello di fine costruzione. A tal fine si fa riferimento a uno scavo meccanizzato con macchina scudata di tipo EPB ("*Earth Pressure Balance*"): i dettagli della procedura adoperata sono descritti da Fabozzi & Bilotta (2016) e non saranno discussi qui. Successivamente viene applicata al modello numerico la sollecitazione sismica.

La Figura 4a mostra, a titolo d'esempio, una delle storie temporali di accelerazione (Tabella 2) applicate alla base del modello. Si tratta della registrazione del terremoto di Norcia del 30/10/2016 ($M_w$ = 6.5). Nella Figura 4b è mostrato il corrispondente spettro di Fourier normalizzato.

In tutte le analisi eseguite sono stati calcolati gli incrementi permanenti (finali) delle caratteristiche della sollecitazione nel rivestimento alla fine dell'evento. In alcuni casi, essi raggiungono valori fino al 30% dell'incremento di picco calcolato durante l'evento. Ad esempio, nella Figura 5 sono mostrati alcuni risultati relativi all'analisi con segnale di ingresso "Norcia" (cfr. Tabella 2 e Figura 4): si tratta delle storie temporali dell'incremento del momento flettente (a) e dello sforzo normale (b) calcolati nel punto NE della sezione di riferimento della galleria. Si osserva che i risultati sperimentali ottenuti da Lanzano et al. (2012) e mostrati in Figura 1b sono in parte confermati dalla modellazione numerica anche per un rivestimento diverso e per diverse caratteristiche del moto sismico: come osservato nelle prove, variazioni permanenti delle caratteristiche della sollecitazione sono calcolate nel rivestimento al termine dell'evento sismico, sebbene, al contrario dell'evidenza sperimentale, essi non superino le variazioni cicliche, transitorie, calcolate durante l'evento stesso.

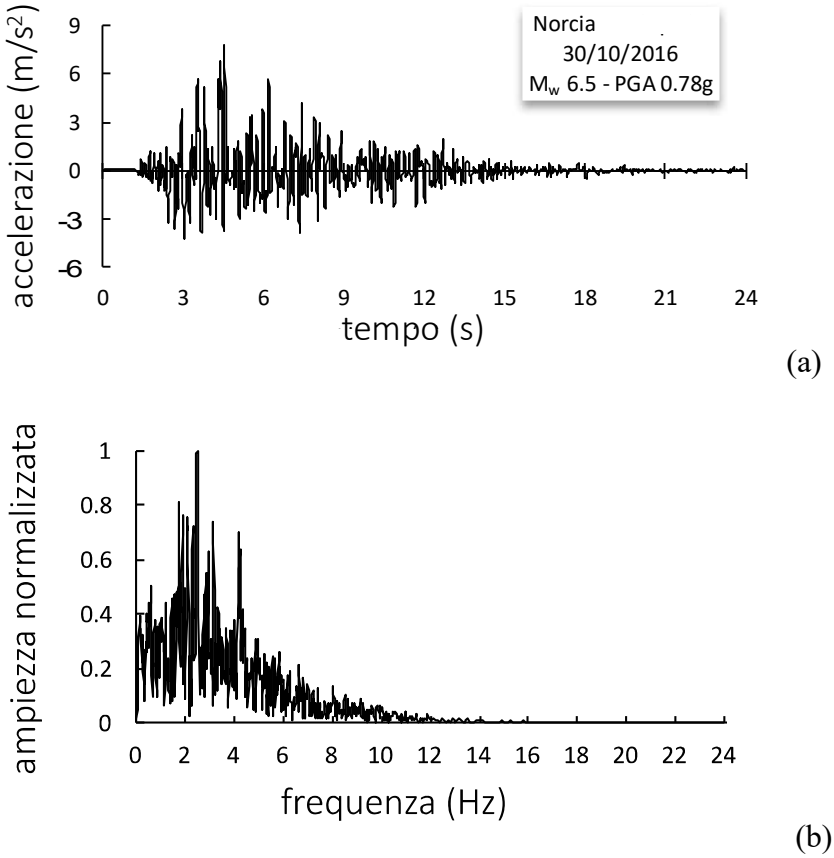



Figura 4: Input Norcia: (a) storia temporale di accelerazione; (b) Spettro di Fourier normalizzato.

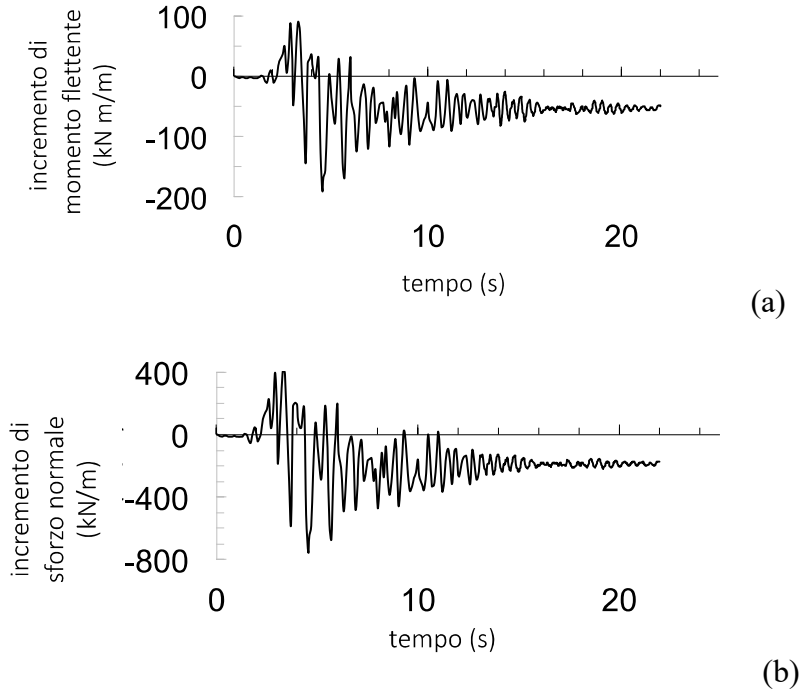



Figura 5: Storie temporali degli incrementi delle caratteristiche di sollecitazione nel punto NE: (a) momento flettente; (b) sforzo normale (input Norcia).

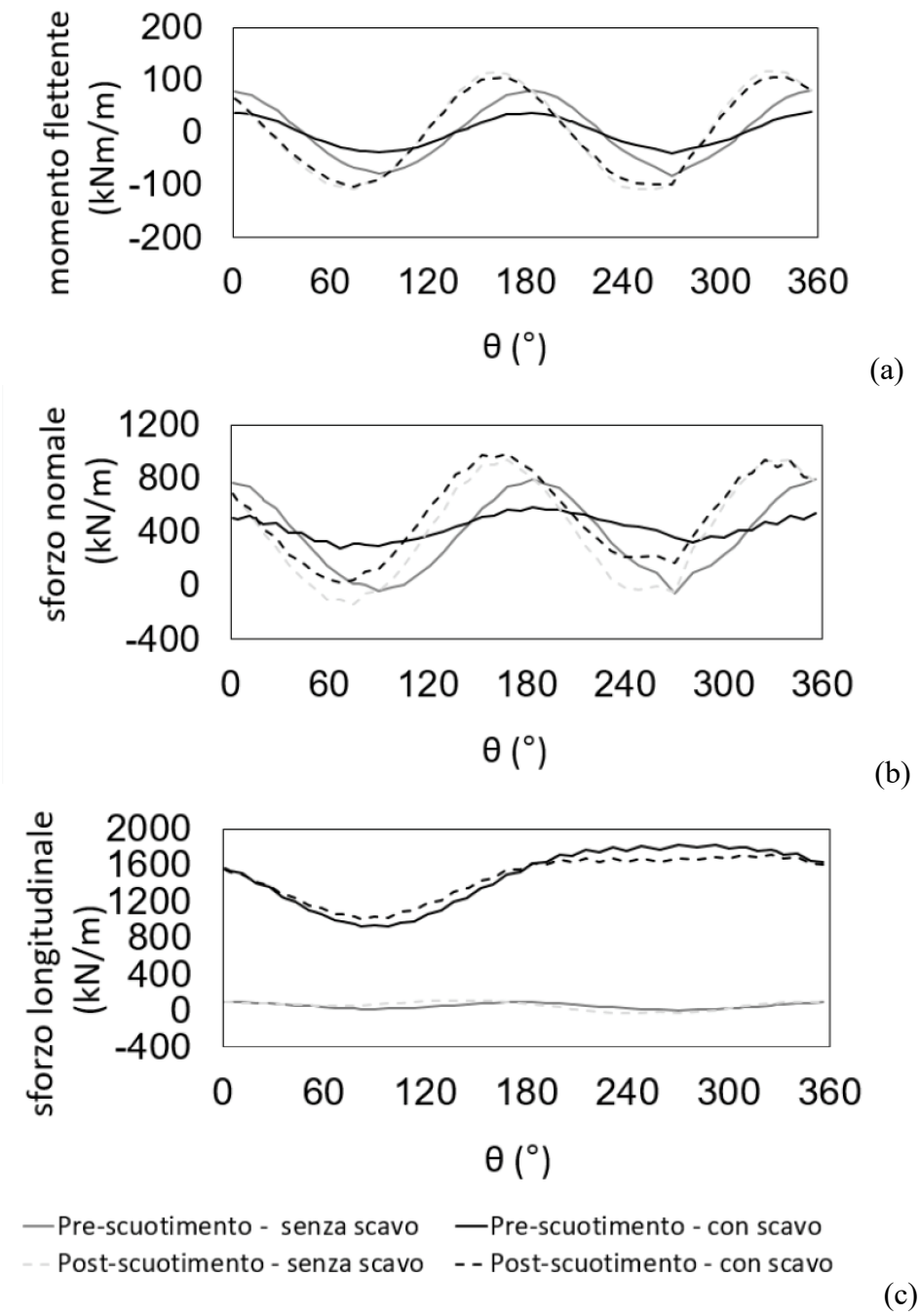



Figura 6: Distribuzione nella sezione trasversale di riferimento di (a) momento flettente, (b) sforzo normale, (c) sforzo longitudinale: condizioni 'pre-scuotimento' (linee continue) e 'post-scuotimento' (linee tratteggiate), input Norcia.

La Figura 6 mostra le distribuzioni di sollecitazioni nel rivestimento della galleria calcolate in condizioni statiche (linee continue), prima della sollecitazione sismica, e alla fine dello scuotimento (linea tratteggiata). Tali distribuzioni di momento flettente (Figura 6a), sforzo normale in sezione trasversale (Figura 6b) e sforzo normale longitudinale (Figura 6c) sono state calcolate nella sezione trasversale di riferimento, sia dopo la simulazione del processo di costruzione del tunnel (linee nere) sia per una ideale galleria "*wished-in-place*" (linee grigie).

Come ci si aspetta, il rilascio tensionale dovuto allo scavo produce nel rivestimento della galleria momenti flettenti (Figura 6a) e sforzi normali (Figura 6b) più bassi rispetto al caso "*wished-in-place*", in cui lo scavo non è stato modellato. In questo secondo caso inoltre, il rivestimento non viene quasi caricato in direzione longitudinale (Figura 6c).
Vale la pena notare che, sebbene i valori massimi delle caratteristiche della sollecitazione pre-sisma (linee continue) siano piuttosto diversi, tali differenze si riducono dopo il sisma (linee tratteggiate). Ciò implica che le variazioni permanenti delle caratteristiche di sollecitazione dipendono dalle condizioni precedenti l'evento sismico. I metodi semplificati di analisi menzionati nell'introduzione, che si basano su soluzioni elastiche, non sono in grado di tener conto di tale dipendenza.

## 2.4. Influenza del rivestimento segmentato

Lo scavo meccanizzato di una galleria in terreni e rocce molto fratturate è solitamente associato all'uso di un rivestimento in conci di calcestruzzo prefabbricato che deve resistere ai carichi esterni generati dall'interazione con il sottosuolo circostante. Per effetto della segmentazione dell'anello, le sollecitazioni agenti sul rivestimento in condizioni statiche sono generalmente inferiori rispetto a un rivestimento continuo dello stesso spessore, poiché la sua rigidezza, flessionale e assiale, è più bassa.
Per studiare l'effetto della presenza dei giunti sugli incrementi di sollecitazione indotti dal sisma nel rivestimento, è stato usato lo stesso modello numerico descritto nel paragrafo precedente, modificato per introdurre il rivestimento segmentato. I conci sono stati modellati come volumi elastici di calcestruzzo aventi lo stesso spessore del rivestimento continuo (EA = $10.5E^6$ kN/m; EI = $78.75E^3$ $kNm^2/m$). I giunti longitudinali tra i conci sono stati modellati come elementi elasto-plastici (spessore = 0.30 m, larghezza = 0.30 m): i valori dei parametri meccanici adottati sono riportati nella Tabella 3. Elementi dell'interfaccia con lo stesso comportamento sono stati inseriti per modellare i giunti trasversali tra gli anelli. La Figura 7 mostra i dettagli del modello strutturale. Sono state condotte le analisi dinamiche complete utilizzando le stesse storie temporali del paragrafo precedente, ma in questo caso la fase di scavo antecedente il sisma non è stata modellata.

Tabella 3. Parametri meccanici del modello di rivestimento (Fabozzi, 2017).

| | $\gamma$ ($kN/m^3$) | E (GPa) | $\nu$ | c (kPa) | $\varphi$ |
|---|---|---|---|---|---|
| conci | 25 | 35 | 0.15 | - | - |
| giunti | 25 | 6 | 0.15 | 9000 | 42 |

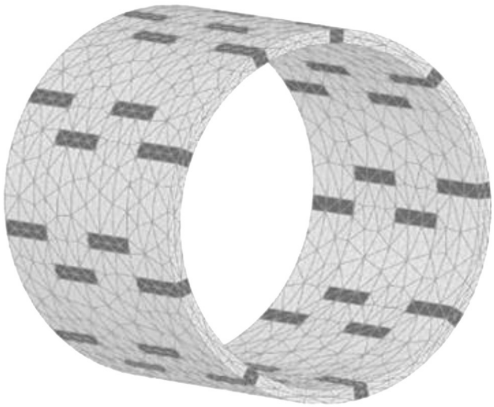


Figura 7: Dettaglio del modello numerico di rivestimento segmentato.

Nella Figura 8 sono mostrate le distribuzioni del momento flettente (Figura 8a) e dello sforzo normale (Figura 8b) nella sezione trasversale alla fine dell'evento sismico. Si conferma che anche a fine sisma le sollecitazioni nel rivestimento segmentato sono inferiori rispetto al rivestimento continuo. E' opportuno osservare che i valori inferiori delle caratteristiche della sollecitazione nei conci corrispondono a una maggiore deformabilità del sistema di rivestimento dovuta alla presenza dei giunti, nei quali per contro si concentrano spostamenti e rotazioni relative.

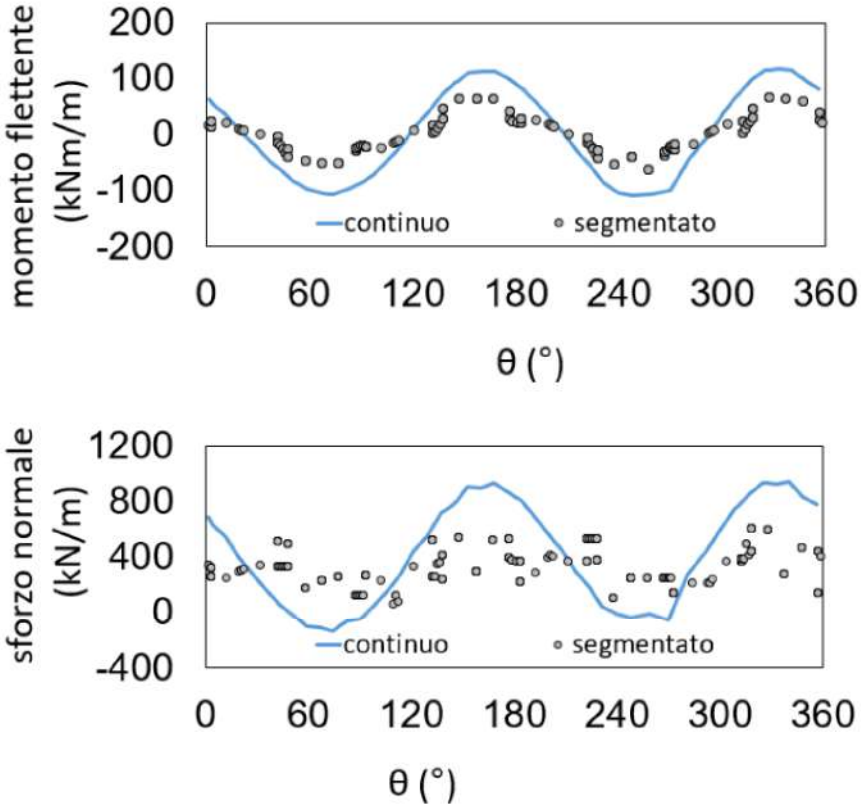



Figura 8: Distribuzione nella sezione trasversale di riferimento di (a) momento flettente, (b) sforzo normale, alla fine dello scuotimento: rivestimento continuo *vs*. segmentato (input Norcia).

La Figura 9 mostra le storie temporali di rotazione relativa tra i conci dell'anello di riferimento durante il sisma, calcolate in corrispondenza dei giunti longitudinali posizionati a 45 °, 135 °, 225 ° e 315 ° rispetto all'asse orizzontale della galleria. Si può osservare che alla fine dell'evento permangono rotazioni relative tra i conci. L'entità di tali rotazioni permanenti è in alcuni casi confrontabile con i valori di picco calcolati durante il sisma. Questo risultato indica una possibile vulnerabilità del rivestimento segmentato in corrispondenza dei giunti, dove le guarnizioni in gomma che garantiscono la tenuta dei rivestimenti reali potrebbero, di conseguenza, risultare dislocate alla fine di un evento sismico.
I risultati in termini di rotazioni relative in corrispondenza dei giunti longitudinali per l'intero insieme di segnali di ingresso mostrato nella Tabella 2, sono riportati nella Figura 10. Nella Figura 10a in particolare, si può osservare una tendenza crescente della rotazione relativa di picco calcolata con il valore di picco della PGA alla base, ovvero della massima accelerazione del segnale sismico. Vale la pena notare (Figura 10b) che se la rotazione relativa di picco aumenta (con l'aumento della PGA), la rotazione relativa permanente aumenta ancora più velocemente. Il rapporto tra la rotazione permanente e quella massima, infatti, aumenta dal 10% fino a quasi il 50% per i terremoti più forti. Ciò evidenzia ulteriormente l'influenza del comportamento non lineare del terreno circostante sul valore delle rotazioni permanenti tra i conci del rivestimento segmentato alla fine del sisma.
Sulla base dei risultati di tale studio, Fabozzi et al. (2017) hanno proposto alcune curve di fragilità analitiche per eccesso di rotazione al giunto. Curve di fragilità di questo tipo possono essere utilizzate ai fini della valutazione del potenziale danno indotto da un sisma su gallerie esistenti di analoga tipologia strutturale e in simili condizioni di sottosuolo. Inoltre si prestano all'uso nell'ambito di procedure di previsione speditiva della probabilità di danno atteso alle gallerie di un'infrastruttura lineare, a seguito di un evento sismico, come recentemente illustrato da Fabozzi et al. (2018a).

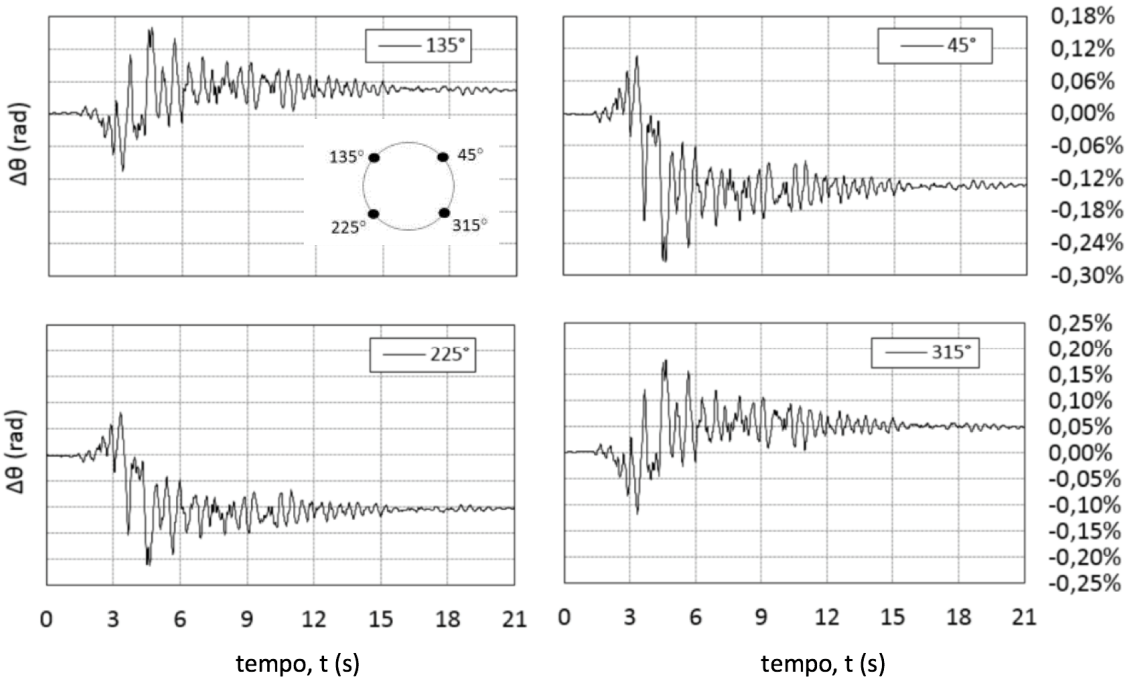
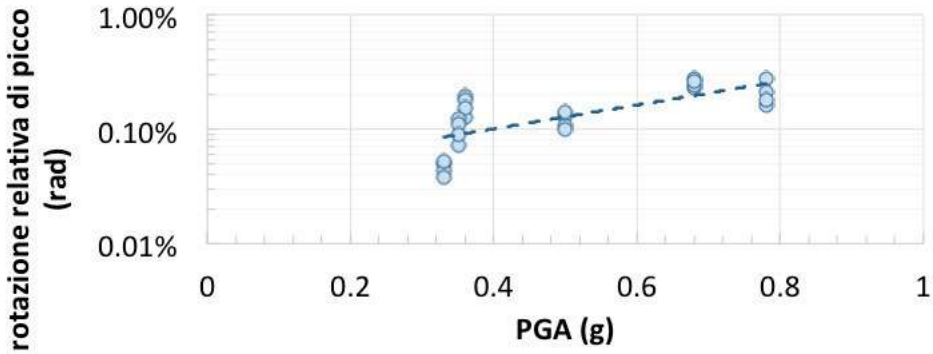
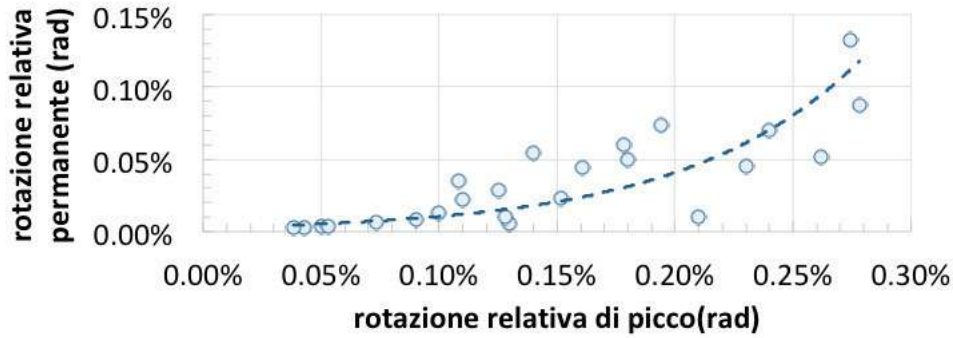



Figura 9: Storia temporale di rotazione relativa tra conci durante lo scuotimento sismico (input Norcia).




(a)




(b)

Figura 10: Rotazione relativa al picco *vs*. PGA (a) e rotazione relativa permanente *vs.* rotazione relativa al picco (b), per tutti i segnali di ingresso in Tabella 2.

Vale la pena notare che un terremoto può colpire una galleria diversi anni dopo la costruzione, quindi si possono presentare condizioni "pre-sisma" diverse da quella analizzata. Inoltre, nelle regioni esposte a rischio sismico, la stessa galleria può essere sottoposta a sequenze di eventi sismici, con intensità ed effetti variabili. Di ciò si dovrebbe tener conto nella valutazione della vulnerabilità della galleria.
I risultati delle analisi numeriche svolte sul rivestimento segmentato possono creare alcune preoccupazioni per i rivestimenti delle gallerie in terreni altamente permeabili, in cui un'eccessiva rotazione dei giunti può causare una perdita di tenuta all'acqua (Bilotta & Aversa, 2017). Questo aspetto, che richiede maggiori approfondimenti, merita attenzione nella progettazione.

## 3. DIREZIONE LONGITUDINALE

### 3.1. Premessa

Nella letteratura tecnica sono proposti vari metodi di analisi del comportamento delle gallerie soggette a un'azione sismica che si propaga in direzione longitudinale: i) metodo della deformazione in campo libero (St. John & Zahrah, 1987); ii) metodo di deformazione sismica (Kawashima, 1999); iii) metodi a molle; iv) metodo a masse e molle con un grado di libertà (Kiyomiya, 1995; Yu et al. 2016); v) metodi a masse e molle con più gradi di libertà (Li et al., 2017). I primi due metodi ignorano la massa della galleria e quindi l'effetto dell'interazione

inerziale terreno-struttura. Essi adottano un approccio disaccoppiato in cui l'equazione del moto è risolta in condizioni di campo libero; le sollecitazioni calcolate vengono successivamente modificate per tenere conto dell'interazione attraverso coefficienti correttivi che sono funzione della rigidezza relativa terreno-struttura. I metodi a molle del terzo gruppo modellano l'interazione dinamica tra una trave elastica dotata di massa, che rappresenta il rivestimento della galleria, e gli elementi a molla visco-elastici che rappresentano il terreno (privo di massa). I modelli degli ultimi due gruppi infine, cioè i modelli a massa e molle, considerano anche l'inerzia del terreno nella soluzione dell'equilibrio dinamico: nel quarto gruppo lo strato di terreno è modellato come una singola massa concentrata (Yu et al. 2016), nel quinto come una fila verticale di masse concentrate (Li et al., 2017).
In alternativa alle soluzioni analitiche possono essere adottati modelli numerici tridimensionali che tuttavia sono meno comuni richiedendo tempi più lunghi ed elevate prestazioni della macchina di calcolo. In letteratura si trovano applicazioni 3D del metodo degli elementi di contorno (Stamos & Beskos, 1995, 1996) e del metodo a elementi finiti in analisi pseudo-statiche (Park et al., 2009) e dinamiche (Yu et al., 2013; Li & Song, 2015).
Solo le analisi numeriche 3D dinamiche complete sono in grado di simulare l'intero processo di interazione dinamica tra galleria e terreno al passaggio di onde sismiche, compresi anche alcuni effetti della tipologia di rivestimento della galleria, di diversi modelli costitutivi per il terreno, di diverse condizioni di scuotimento (input sismico), fornendo un quadro più realistico della risposta dinamica della galleria sotto azioni sismiche.
In questa sezione viene descritto un modello di calcolo tridimensionale della risposta dinamica di una galleria sottoposta a un moto asincrono (Fabozzi et al., 2018b): viene descritta prima un'analisi in campo libero, finalizzata mettere a punto una procedura numerica per riprodurre l'asincronismo del moto sismico; quindi, utilizzando la procedura precedentemente validata, viene presa in considerazione l'interazione terreno-galleria.

## 3.2. Asincronismo del moto sismico in campo libero

Al fine di modellare un moto sismico asincrono in condizioni di campo libero, è stato sviluppato un modello a elementi finiti tridimensionale utilizzando il codice di calcolo Plaxis 3D (Figura 1a). Il modello di calcolo ha una profondità, H, pari a 60 m, una larghezza, B, pari a 200 m e si sviluppa per una lunghezza, Y, pari a 400 m. La dimensione longitudinale del modello è stata scelta al fine di garantire un sufficiente avanzamento dell'onda sismica in ingresso mentre la larghezza è tale che l'effetto dei contorni è ridotto al minimo nella porzione centrale del modello.
Il modello consiste in uno strato elastico (Figura 11a) caratterizzato da una velocità di propagazione delle onde di taglio, $V_s$, costante e pari a 250 m/s che poggia su un bedrock sismico ($V_s$ = 800 m/s). La Tabella 4 mostra le principali caratteristiche del sottosuolo.

Tabella 4. Caratteristiche del sottosuolo.

| $\gamma_{strato}$ (kN/m$^3$) | $V_{strato}$ (m/s) | $\nu_{strato}$ | $f_{strato}$ (Hz) | $V_{bedrock}$ (m/s) |
|---|---|---|---|---|
| 20 | 250 | 0.3 | 1.04 | 800 |

La variabilità spaziale del moto sismico viene indotta simulando un fronte d'onda piano che si propaga parallelamente all'asse della galleria e, verso l'alto, dal bedrock fino alla superficie dello strato di terreno. Lo scuotimento viene imposto in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale del modello.

Per riprodurre la propagazione longitudinale delle onde sismiche, identiche storie temporali di accelerazione sono state applicate in corrispondenza dei nodi del reticolo all'interfaccia tra lo strato di terreno e il bedrock, sfalsate di un intervallo di tempo, $T_L$ ("Time Lag"), lungo la direzione di propagazione longitudinale. Il ritardo assegnato è proporzionale al rapporto tra la distanza tra i nodi e la velocità di propagazione delle onde nel bedrock. In questo modello, il contorno di base è stato diviso in sedici superfici e la stessa storia temporale di accelerazione è stata assegnata a ciascun nodo di ogni singola superficie. Lo stesso segnale di ingresso è stato applicato a ciascuna superficie della base, sfalsato di un intervallo di tempo rispetto ai nodi della superficie precedente. La Figura 11a mostra schematicamente come è stato modellato il bedrock: le linee grigio chiaro e grigio scuro indicano le superfici dove è stato applicato l'input sismico, in istanti di tempo successivi. Tale approssimazione introdotta nel modello, è stata considerata accettabile dopo un'analisi di sensibilità relativa alla dimensione delle superfici.
Il segnale d'ingresso considerato nel calcolo dinamico è un'onda armonica a singola oscillazione con un'ampiezza di 0.1 g e una frequenza pari a 4 Hz. La Figura 12 mostra il primo e l'ultimo segnale di ingresso assegnato al bedrock; il ritardo temporale totale, $T_{Ltot}$, tra il primo e l'ultimo segnale è calcolato come $Y/V_{bedrock}$ e uguale a 0.5 secondi.
Elementi tetraedrici a dieci nodi sono stati utilizzati per modellare il terreno e la dimensione massima degli elementi del reticolo è stata calcolata in funzione della frequenza del segnale di ingresso (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973); la Figura 11b mostra il reticolo numerico del modello (la dimensione media dell'elemento è pari a 3 m): esso è il più possibile regolare sia in direzione trasversale che longitudinale per evitare possibili effetti di forma degli elementi finiti sul passaggio dell'onda in qualsiasi direzione. Per evitare il problema del riflesso fittizio delle onde in uscita sui confini, condizioni "*free-field*" sono state applicate a ciascun contorno verticale.
Una volta impostato il modello numerico, il problema di propagazione dell'onda è stato risolto dal codice di calcolo integrando al passo l'equazione di equilibrio dinamico nel dominio del tempo.

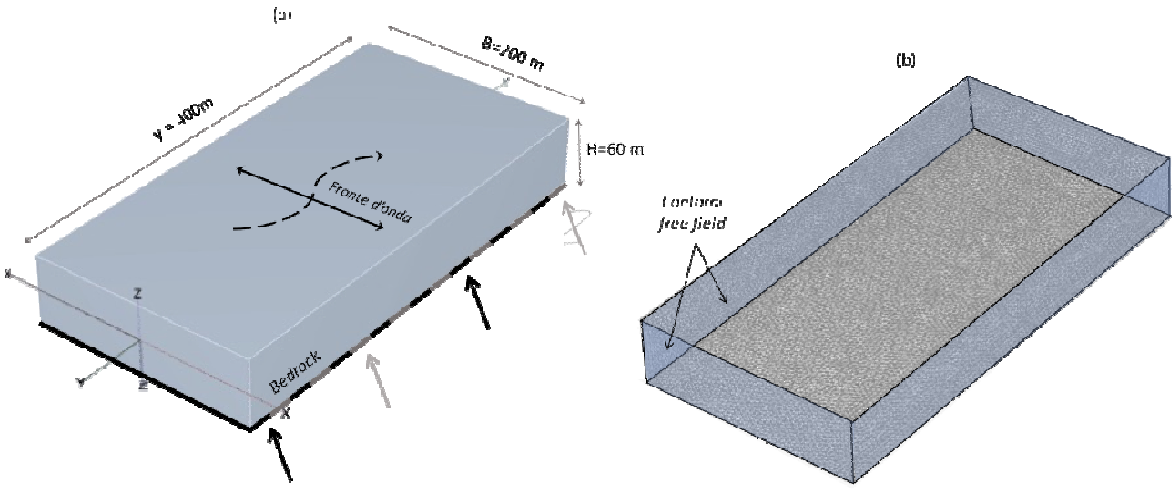



Figura 11: Schema geometrico del modello adottato in Plaxis 3D per simulare l'asincronismo del moto sismico in direzione longitudinale y e (b) reticolo di calcolo.

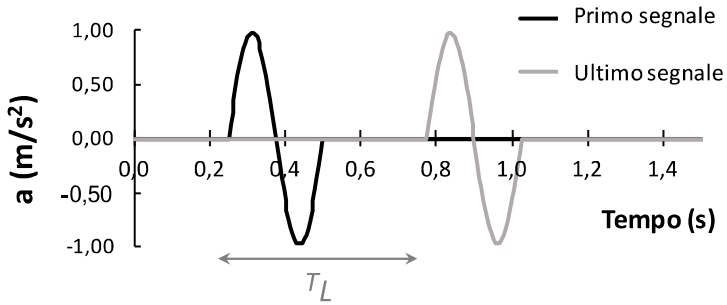



Figura 12: Segnali di ingresso armonici utilizzati nell'analisi dinamica del campo libero.

Sono stati selezionati alcuni punti di controllo, in corrispondenza della superficie libera del terreno, rispettivamente a 180 m, 200 m e 220 m dall'origine, per verificare l'effetto del passaggio dell'onda lungo l'asse y (Figura 13a). La Figura 13b mostra la risposta in campo libero in corrispondenza dei punti di controllo selezionati durante il passaggio dell'onda. Si può osservare che vi è un ritardo temporale tra la forma d'onda in ingresso (linea nera continua nella Figura 13b) e quella corrispondente al primo punto a 180 m di distanza. Questo è il tempo di cui il segnale ha bisogno per arrivare al punto selezionato, che dipende della distanza percorsa e della velocità dell'onda. Allo stesso modo, intercorre un analogo intervallo tra i tempi di arrivo in corrispondenza dei tre punti selezionati. Come era da attendersi, la risposta elastica in campo libero nei punti di controllo è quindi la stessa in termini di accelerazione, solo traslata nel tempo. Ciò mostra la capacità del modello numerico di riprodurre con sufficiente approssimazione la propagazione longitudinale di un fronte d'onda piano.

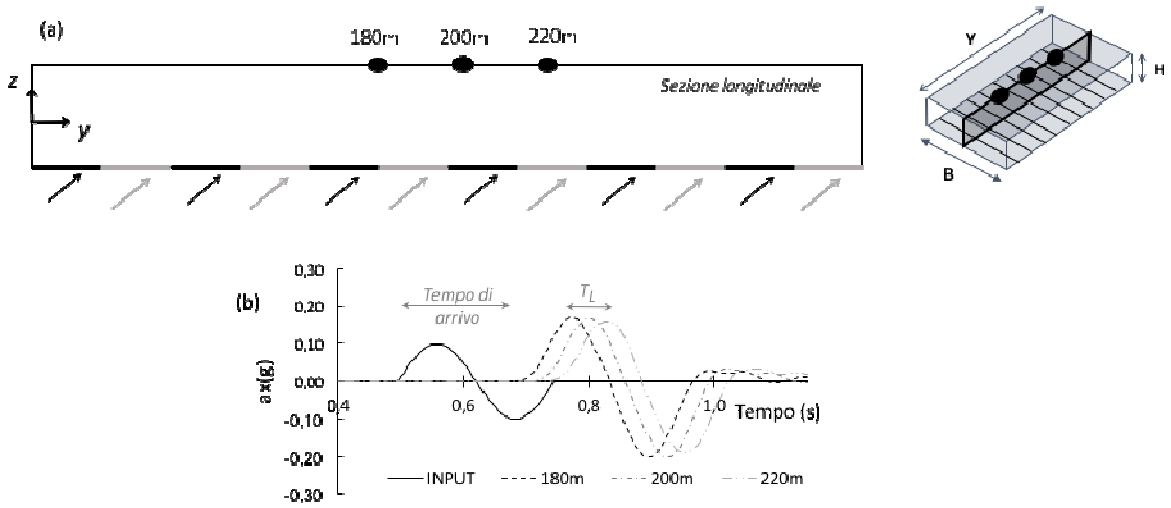



Figura 13: (a) Punti di controllo e (b) storie temporali di accelerazione corrispondenti nell'analisi asincrona in campo libero.

## 3.3. Effetto dell'asincronismo sulle caratteristiche della sollecitazione

Il modello numerico in campo libero definito nella sezione §3.2 è stato quindi modificato per l'analisi dell'interazione terreno-struttura introducendo una galleria con un diametro costante pari a 6 m e profondità d'asse pari a 30 m. La Figura 14 mostra schematicamente la configurazione del modello. Si assume un comportamento elastico anche per il rivestimento della galleria, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 5. Il rivestimento della galleria è stato modellato con una piastra continua, a perfetta aderenza con il terreno circostante. Il segnale di ingresso utilizzato per queste analisi è simile a quello adottato nella condizione di campo libero: un'onda armonica con un'ampiezza di 0.1 g e una frequenza di 4 Hz, in questo caso ripetuta in cinque cicli successivi. Questa scelta nasce dalla necessità di riprodurre l'effetto di sovrapposizione delle onde che si verifica durante un vero terremoto, mantenendo comunque non troppo elevato l'onere computazionale.

Al fine di evidenziare l'effetto del moto asincrono rispetto al caso sincrono, sono state effettuate due diverse analisi: in una (caso sincrono) l'input viene applicato uniformemente all'intera superficie di base, nell'altra (caso asincrono) si è adottata la procedura illustrata al paragrafo precedente (§3.2). Il confronto è stato stabilito in termini di incremento dinamico delle caratteristiche della sollecitazione in una sezione di riferimento situata a y = 200 m, che si trova cioè in corrispondenza della mezzeria del modello (cfr. Figura 14).

La Figura 15 mostra il confronto tra condizioni sincrone ($T_L$ = 0 s) e condizioni asincrone ($T_L$ = 0.02 s, 0.025 s, 0.03 s) in termini di storie temporali delle caratteristiche della sollecitazione nella sezione di riferimento.

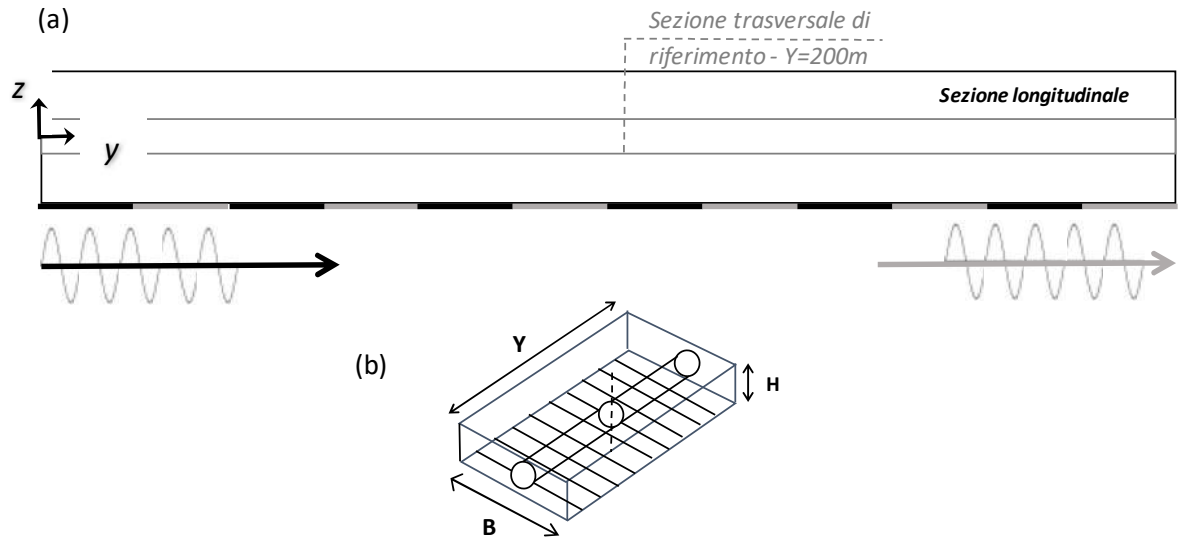



Figura 14: Schema del modello di interazione: (a) sezione longitudinale e (b) vista 3D.

Tabella 5. Caratteristiche del rivestimento

| $\gamma$ (kN/m$^3$) | $E$ (MPa) | $t$ (m) | $\nu$ |
|---|---|---|---|
| 25 | 35 | 0.3 | 0.15 |

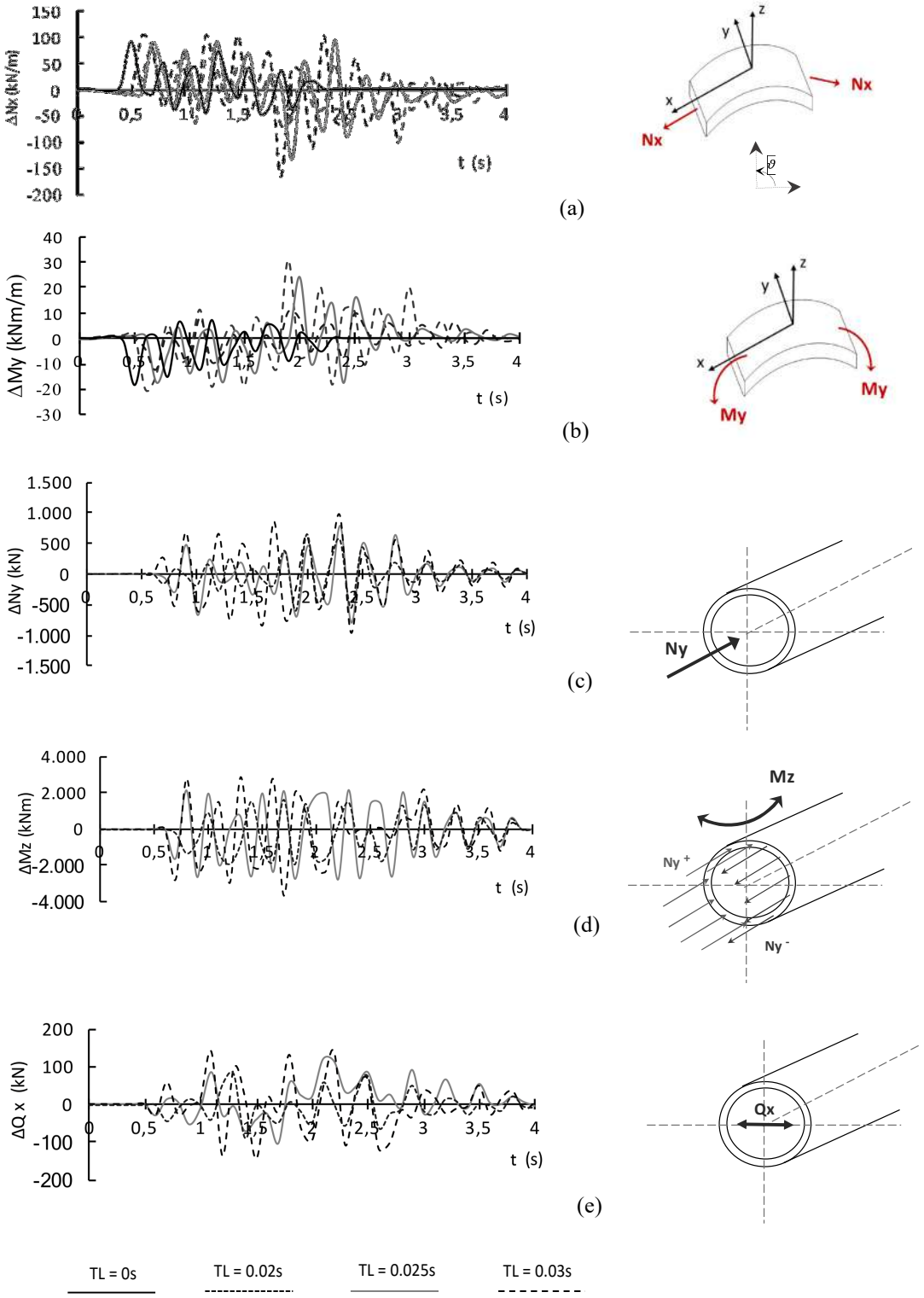



Figura 15: Effetto dell'asincronismo: incremento dinamico di (a) sforzo normale e (b) momento flettente in sezione trasversale in corrispondenza del punto posizionato a $\vartheta$ = 45° nella sezione di riferimento, (c) sforzo normale longitudinale, (d) momento flettente intorno all'asse verticale, (e) taglio in direzione orizzontale nella sezione di riferimento.

L'asincronismo del moto sismico aumenta l'incremento dinamico delle caratteristiche della sollecitazione nella sezione trasversale del rivestimento. Come mostrato in Figura 15a-b, ad esempio, l'incremento di sforzo normale $N_x$ e momento flettente $M_y$ in corrispondenza di $\vartheta$=45° nella sezione di riferimento sono più alti degli stessi calcolati in condizioni di moto sincrono (Time Lag = 0 s). Inoltre, l'asincronismo induce uno sforzo normale lungo l'asse della galleria, $N_y$ (Figura 15c), un momento flettente nel piano orizzontale, $M_z$ (Figura 15d), e uno sforzo di taglio perpendicolare all'asse della galleria, $Q_x$ (Figura 15e), che sono invece assenti nel caso di moto sincrono.
Un altro aspetto interessante è l'effetto della velocità di propagazione delle onde di taglio nel bedrock, $V_{bedrock}$, che influenza il ritardo $T_L$ ($V_{bedrock}$ = 800 m / s → $T_L$ = 0.030 s, $V_{bedrock}$ = 1000 m / s → $T_L$ = 0.025 s, e $V_{bedrock}$ = 1250 m / s → $T_L$ = 0.020 s).
I risultati diagrammati in Figura 15 mostrano che aumentando la velocità di propagazione nel bedrock, ovvero diminuendo il ritardo temporale lungo l'asse del tunnel, si ha una diminuzione dell'incremento dinamico delle caratteristiche della sollecitazione nel rivestimento della galleria e viceversa. Più alta è la velocità di propagazione nel bedrock (al limite infinita) infatti, più la condizione si avvicina a quella di moto sincrono.
I risultati numerici ottenuti nel modello 3D proposto, sebbene sotto ipotesi semplificate (ad esempio comportamento elastico del terreno e del rivestimento, interfaccia a perfetta aderenza), mostrano un effetto significativo del moto asincrono del terreno rispetto al caso sincrono. Nel campo di valori della velocità di propagazione delle onde di taglio nel bedrock, nelle condizioni di sottosuolo e per i segnali di ingresso considerati, l'incremento di sollecitazione indotta da moto asincrono può arrivare fino al 50% in più, in termini di $N_x$ e $M_y$, rispetto a quello in condizioni di moto sincrono.
Quando l'asincronismo del moto sismico si verifica in corrispondenza di gallerie con variazioni plano-altimetriche del tracciato o che attraversano porzioni di sottosuolo a forte contrasto d'impedenza dinamica, come ad esempio un contatto terreno-roccia, il suo effetto sulle sollecitazioni nella sezione trasversale del rivestimento è ulteriormente evidente. Ad esempio, nella modellazione 3D della risposta dinamica di una porzione di galleria metropolitana, Fabozzi et al. (2018b) hanno mostrato che gli incrementi di sollecitazione che insorgono nel rivestimento sono influenzati dalla direzione dell'onda sismica incidente, assunta costante, rispetto alla direzione, variabile, dell'asse della galleria. A causa della curvatura dell'asse della galleria, cioè, l'angolo d'incidenza tra la direzione di propagazione delle onde, e quindi dello scuotimento, e l'asse della galleria cambia lungo l'asse stesso. Questa condizione determina una reciproca influenza tra sezioni di rivestimento contigue che sono soggette a componenti del moto sismico diverse. In conseguenza di ciò si verifica un aumento delle caratteristiche della sollecitazione nella sezione rispetto al caso in cui la galleria abbia un asse rettilineo. Inoltre, laddove galleria attraversa un contatto stratigrafico tra un terreno sabbioso e una roccia tenera (contrasto d'impedenza), i risultati dell'analisi mostrano un aumento delle sollecitazioni nel rivestimento fino al 50% in più rispetto a condizioni di sottosuolo omogeneo.

## CONCLUSIONI

Le ricerche, i cui risultati sono stati sinteticamente presentati in questo lavoro, traggono origine dall'osservazione che, nella progettazione ordinaria di una galleria in zona sismica, vengono di solito eseguite analisi semplificate che spesso non modellano esplicitamente

l'interazione dinamica tra galleria e terreno. Il continuo progresso degli strumenti di calcolo consente oggi di condurre analisi dinamiche complete, d'interazione terreno-galleria, con codici di calcolo numerici (prevalentemente a elementi finiti o alle differenze finite), ed eventualmente in condizioni tridimensionali.
Nel presente lavoro sono stati descritti i risultati di analisi dinamiche complete 3D in cui sono stati studiati alcuni aspetti, solitamente trascurati, quali l'influenza sulle sollecitazioni nel rivestimento delle condizioni precedenti il sisma e della eventuale configurazione segmentata del rivestimento, ovvero dell'asincronismo del moto indotto dalla propagazione del fronte d'onda in direzione longitudinale.
I risultati mostrano che in alcuni casi l'analisi numerica 2D semplificata non è in grado di prevedere correttamente il comportamento dinamico della galleria e sono necessarie analisi dinamiche complete 3D per analizzare in modo più realistico le prestazioni della galleria in presenza di sisma.

## RINGRAZIAMENTI

Alcuni aspetti di questo lavoro sono stati studiati nell'ambito del WP3 "Gallerie" della Linea "Geotecnica" del Progetto ReLUIS 2014-2016 finanziato dal Dipartimento di Protezione Civile attraverso il Consorzio ReLUIS, e nell'ambito del progetto Marie Curie-IRSES GREAT-'Geotechnical and geological Responses to climate change: Exchanging Approaches and Technologies on a world-wide scale' (FP7-PEOPLE-2013-IRSES-612665), finanziato dalla Commissione Europea.

## BIBLIOGRAFIA

AGI (2005). *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica* - Linee Guida AGI, Associazione Geotecnica Italiana, Patron, Bologna

Amorosi, A., Boldini, D., Falcone, G. (2014). Numerical prediction of tunnel performance during centrifuge dynamic tests. *Acta Geotechnica* 9 (4): 581-596.

Benz, T., Vermeer, P.A., Schwab, R. (2009). A small-strain overlay model. *Int J Num Anal* Meth Geomech 33(1): 25–44.

Bilotta, E. (2018). Modelling tunnel behaviour under seismic actions: An integrated approach. *Physical Modelling in Geotechnics*, Proc. 9th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics (ICPMG 2018), July 17-20, London, United Kingdom, Volume 1, 3-20

Bilotta, E. & Aversa S. (2017). Interazione sismica di gallerie metropolitane. *Innovazioni nella progettazione, realizzazione e gestione delle opere in sotterraneo*, MIR 2017. Celid, Torino, 231-248.

Bilotta, E., Lanzano, G., Madabhushi, S.P.G., Silvestri, F. (2014). A round robin on tunnels under seismic actions. *Acta Geotechnica* 9 (4): 563-579

Brinkgreve, R.B.J., Kumaeswamy, S. & Swolfs, W.M. (2016). PLAXIS 2016 User's manual. https://www.plaxis.com/kb-tag/manuals/

Chen G, Zhuang H, Du X, Li L, Cheng S (2007) A large-scale shaking table test for dynamic soil-metro tunnel interaction: analysis of test results. *J Earthq Eng Eng Vib* 27(1):164–170 (in Chinese).

Cilingir, U. & Madabhushi, S.P.G. (2011). Effect of depth on seismic response of circular tunnels. *Can. Geotech. J.*, 48(1): 117–127.

Fabozzi S. Bilotta E., Picozzi M., Zollo A. (2018a). Feasibility study of a loss-driven earthquake early warning and rapid response systems for tunnels of the Italian high-speed railway network. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 112, 232–242.

Fabozzi S. Bilotta E., Yu H., Yuan Y. (2018b). Effects of the asynchronism of ground motion on the longitudinal behaviour of a circular tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 82, 529-541

Fabozzi S., Lanzano G., Bilotta E. (2017). A numerical study on seismic vulnerability of tunnel linings. Proc. PBDIII Earthquake Geotechnical Engineering, Vancouver, July 2017

Fabozzi, S. & Bilotta, E. 2016. Behaviour of a Segmental Tunnel Lining under Seismic Actions. *Procedia Engineering*, 158: 230-235.

Fabozzi, S. (2017), *Behaviour of segmental tunnel lining under static and dynamic load*. PhD Thesis, University of Napoli Federico II.

Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt B., Yao, J.I.-C. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunn and Undergr Space Technology* 16: 247–293.

Kawashima K. (1999). Seismic design of underground structures in soft ground: a review, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Kusakabe, Fujita & Miyazaki (eds). Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 1 066.

Kiyomiya Osamu (1995) Earthquake-resistant Design Features of Immersed Tunnels in Japan, *Tunneling and Underground Space Technology* 465, Vol. 10, No. 4, pp. 463–475.

Kontoe, S., Avgerinos, V., Potts, D.M. (2014). Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66: 206-219.

Kuhlemeyer R.L, Lysmer J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 99(5), 421- 427.

Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., Silvestri, F., Madabhushi, S.P.G. (2012). Centrifuge modeling of seismic loading on tunnels in sand. *Geotechnical Testing Journal* 35(6): 854-869.

Lanzano, G., Visone, C., Bilotta, E., Santucci de Magistris, F. (2016). Experimental Assessment of the Stress–Strain Behaviour of Leighton Buzzard Sand for the Calibration of a Constitutive Model. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34 (4): 991-1012.

Li C., Yuan J.Y., Yu H.T., Yuan Y. (2017) Mode-based equivalent multi-degree-of-freedom system for one-dimensional viscoelastic response analysis of layered soil deposit. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*.

Li P., Song E. (2015). Three-dimensional numerical analysis for the longitudinal seismic response of tunnels under an asynchronous wave input. *Computers and Geotechnics*. 63-229-243.

Owen G.N., Scholl R.E., (1981), *Earthquake engineering of large underground structures*, Report no. FHWA/RD-80/195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.

Park D., Sagong M., D.Y. Kwak, C.G. Jeong (2009). Simulation of tunnel response under spatially varying ground motion. *Soil Dynamics and Earthquakes Engineering*. 29-1417-1424.

Pitilakis, K. & Tsinidis, G. (2014). Performance and seismic design of underground structures, State-of-Art, Earthquake Geotechnical Engineering Design. *Geotech Geol and Earthq Eng* 28: 279-340.

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999). The Hardening Soil Model: formulation and verification. *Plaxis symposium on beyond 2000 in computational geotechnics*, Amsterdam: 281–296.

St.John C.M., Zahrah T.F. (1987). Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2 (2), 165-19.

Stamos A.A., Beskos D.E., (1995). Dynamic analysis of large 3-D underground structures by the BEM. *Earthquake Eng. Struct. Dyn*. 24 (6), 917-934.

Stamos A.A., Beskos D.E., (1996). 3-Dseismic response analysis of long lined tunnels in half-space. *Soil Dyn. Earthquake Eng*. 15, 111-118.

Tsinidis, G., Pitilakis, K., Anagnostopoulos, C. (2016a). Circular tunnels in sand: dynamic response and efficiency of seismic analysis methods at extreme lining flexibilities. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14 (10): 2903-2929.

Tsinidis, G., Pitilakis, K., Madabhushi, G. (2016b). On the dynamic response of square tunnels in sand. *Engineering Structures*, 125: 419-437.

Tsinidis, G., Pitilakis, K., Madabhushi, G., Heron, C. (2015). Dynamic response of flexible square tunnels: Centrifuge testing and validation of existing design methodologies. *Geotechnique*, 65 (5): 401-417.

Tsinidis, G., Rovithis, E., Pitilakis, K., Chazelas, J.L. (2016c). Seismic response of box-type tunnels in soft soil: Experimental and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 59: 199-214.

Yu H., Yan X., Bobet A., Yuan Y., Xu G., Su Q., (2018) Multi-point shaking table test of a long tunnel subjected to non-uniform seismic loadings. *Bull Earthquake Eng* 16:1041–1059 https://doi.org/10.1007/s10518-017-0223-6.

Yu H.T., Cai C., Guan X.F., Yuan Y. (2016). Analytical solution for long lined tunnels subjected to travelling loads. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2016, 58: 209-215.

Yu H.T., Yuan Y., Qiao Z., Gu Y., Yang Z., Li X. (2013). Seismic analysis of a long tunnel based on multi scale method. *Engineering Structures*. 49-572-587.

# Alcune considerazioni sulla rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe di materiali sciolti

Giuseppe Lanzo

# Alcune considerazioni sulla rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe di materiali sciolti

Giuseppe Lanzo
*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma*

## SOMMARIO

La salvaguardia del patrimonio infrastrutturale esistente è un argomento di sempre maggiore attualità in diversi settori dell'ingegneria civile. Nel settore delle dighe esistenti un tema sempre più presente è quello della rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe di materiali sciolti. Le motivazioni di questa rinnovata attenzione sono molteplici. Tra queste si ricorda la vetustà di gran parte delle opere, di età media superiore a 60 anni, le accresciute conoscenze sulla pericolosità sismica del territorio nazionale, la recente emanazione delle Norme Tecniche sulle Dighe (NTD14) nonché la possibilità di adottare procedure di analisi adeguate in relazione all'accresciuta disponibilità e potenzialità di mezzi di calcolo automatico e alla notevole versatilità di codici di calcolo capaci di modellare fenomeni anche complessi.
Nella prima parte di questo lavoro si richiamano sinteticamente alcuni elementi di novità delle NTD14 e i principali fattori che influenzano il comportamento delle dighe di materiali sciolti soggette ad azioni sismiche. La parte successiva è dedicata allo sviluppo di un database di segnali accelerometrici registrati sulle dighe in occasione di eventi sismici. L'elaborazione di questi dati, in termini di fattori di amplificazione di picco tra cresta e base diga, può rappresentare un valido ausilio come strumento di verifica dei risultati di analisi numeriche. Si discute poi l'influenza di alcuni parametri di input fondamentali da usare nelle analisi dinamiche. Particolare attenzione, con riferimento ai materiali del nucleo di dighe zonate, è dedicata alla rigidezza del terreno a bassi livelli deformativi e alla variazione delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento con la deformazione di taglio, su cui le indicazioni di letteratura sono estremamente limitate. Infine si illustra il caso di studio relativo alla rivalutazione della sicurezza sismica della diga di Montedoglio sul Fiume Tevere mediante analisi dinamiche semplificate e complete.

## 1. INTRODUZIONE

Le dighe sono infrastrutture di importanza fondamentale per la società civile e per lo sviluppo economico del Paese per i molteplici usi della riserva idrica (e.g., irriguo, potabile, produzione di energia elettrica, laminazione delle piene). Secondo l'elenco censito dalla Direzione Generale per le Dighe (DGD) e le Infrastrutture Idriche ed Elettriche del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti le "grandi dighe" di competenza statale sono 534 (ISPRA, 2017), di cui quelle di materiali sciolti sono 165. Per "grandi dighe" si intendono sbarramenti di dimensioni superiori a 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore al milione di metri cubi.
Una specificità del patrimonio infrastrutturale delle dighe italiane, che accomuna il nostro Paese ad altri di vecchia industrializzazione (e.g., Stati Uniti), è che la maggior parte di esse sono state costruite prima o poco dopo la metà del secolo scorso. Le dighe costruite prima del

1950, a prevalente uso idroelettrico, sono ubicate principalmente nell'Italia Settentrionale mentre quelle realizzate nel periodo successivo al 1950, in special modo tra il 1950 e il 1960, soprattutto ad uso irriguo e potabile, sono ubicate in Italia Meridionale e nelle Isole; tra queste ultime il tipo costruttivo prevalente è rappresentato dalle dighe di materiali sciolti. Sulla base delle considerazioni precedenti, una delle criticità del parco dighe esistente è quello legato alla vetustà delle opere in quanto gran parte di esse è in esercizio da oltre 60 anni. Di fatto questa circostanza determina un aumento della vulnerabilità dell'opera alle azioni esterne.
Un altro aspetto critico, comunque legato all'età delle dighe, è dovuto al fatto che nella maggior parte dei casi le dighe sono state progettate in assenza di azioni sismiche; in altri casi ancora l'accresciuta conoscenza della sismicità del territorio italiano (e.g., http://esse1.mi.ingv.it) può aver determinato un cambiamento delle azioni di progetto oppure la verifica sismica dell'opera è stata fatta con metodi di analisi oggi considerati obsoleti. Per tutti questi motivi, l'attuale livello di sicurezza sismica delle dighe esistenti non è noto e necessita di una completa rivalutazione, con criteri e metodologie aggiornate e rispondenti ai requisiti imposti dalle recenti "*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*" (Ministero delle Infrastutture e Trasporti, 2014), di seguito abbreviate NTD14.
Nella presente relazione si illustrano dapprima alcune importanti novità contenute nelle NTD14 che pongono l'accento, per la prima volta, sul problema della rivalutazione sismica delle dighe esistenti. Dopo aver brevemente richiamato i principali fattori che influenzano il comportamento sismico delle dighe di materiali sciolti, segue una analisi della letteratura tecnica riguardante la raccolta e analisi di dati accelerometrici registrati sulle dighe che hanno registrato eventi sismici. Il lavoro si concentra poi sulla influenza di alcuni parametri di input fondamentali per la verifica sismica di una diga di terra mediante analisi numeriche. In particolare sono commentati i dati sperimentali raccolti in letteratura su dighe italiane relativamente a profili di velocità delle onde di taglio Vs e alle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dei materiali del nucleo di dighe zonate. Infine è illustrato un caso di studio relativo alla rivalutazione sismica mediante analisi dinamiche semplificate e complete della diga di Montedoglio sul Fiume Tevere.

## 2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

Negli ultimi 15 anni una crescente attenzione è stata posta, soprattutto a livello nazionale, al problema della rivalutazione della sicurezza sismica delle grandi dighe. Il nostro paese, così come altri paesi ad elevata sismicità, si è dotato di specifiche normative, raccomandazioni e linee guida per la progettazione e la verifica sismica delle dighe.
Nel seguito, si richiamano sinteticamente i principali documenti di riferimento che hanno contrassegnato l'articolato iter legislativo fino all'emanazione delle recenti NTD14. Per queste ultime si evidenziano gli aspetti salienti riguardanti la definizione dell'azione sismica e la rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe esistenti, sottolineando così l'importanza di tenere in conto i dati acquisiti durante la vita dell'opera (progetto, costruzione ed esercizio). Si illustrano poi alcune criticità emerse nella fase di verifica ed approvazione delle verifiche sismiche delle dighe consegnate dai concessionari nei tre anni successivi alla loro emanazione e illustrate in un recente documento indirizzato ai concessionari dalla DGD del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Questo documento (Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, 2018a) riguarda le "*Verifiche Sismiche delle Grandi Dighe, degli Scarichi e delle Opere Complementari e Accessorie – Istruzioni per l'Applicazione della Normativa Tecnica di cui al DM 26.06.2014 (NTD14) e al DM 17.01.2018 (NTC18)*".

## 2.1. I documenti di riferimento

Nel documento redatto dalla DGD, sopra citato, si ripercorrono inizialmente le diverse vicende che hanno accompagnato il complesso iter di rivalutazione della sicurezza sismica delle grandi dighe negli ultimi 15 anni, una sintesi delle quali è di seguito riportata.
L'iter è stato avviato dal Registro Italiano dighe (oggi DGD) a seguito dell'emanazione dell'OPCM 3274/2003 il quale stabiliva l'obbligo di sottoporre a verifica sismica le opere infrastrutturali "*la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile*" e di quelle "*che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso*", dette rispettivamente opere *strategiche* e opere *rilevanti*. Tali verifiche dovevano riguardare prioritariamente le opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2.
Il D.L. n. 79/2004, riguardante specificamente le grandi dighe, convertito in legge 139/2004 del 28.05.2004 e recante "*Disposizioni urgenti in materia di sicurezza sismica di grandi dighe e di edifici istituzionali*", ha imposto l'obbligo di procedere alla verifica sismica delle grandi dighe, specificando gli adempimenti a carico dei concessionari. Segue un periodo, di circa dieci anni, caratterizzato dalla mancanza di una specifica normativa tecnica per le dighe in linea con la nuova impostazione prestazionale per le verifiche sismiche introdotta dall'OPCM, sebbene taluni provvedimenti in tal senso siano stati presi con l'emanazione di linee guida (C.S.LL.PP., 2007) e di una proposta di normativa tecnica. Si arriva così al DM 26.06.2014 (NTD14), recante "*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta*", emanato dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti. Un elemento di novità è rappresentato dal fatto che le NTD introducono la valutazione della sicurezza in termini di Stati Limite, in maniera del tutto analoga a quanto introdotto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14.01.2008 (NTC08), oggi modificato con le NTC18 (Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, 2018b). In particolare, la definizione degli Stati Limite nelle NTD14 viene adattata per tener conto della specificità delle funzioni delle dighe. Come già anticipato, un altro elemento di novità delle NTD14 è quello che disciplina l'ambito delle opere esistenti (parte H).
Attualmente l'attività di rivalutazione delle condizioni di sicurezza sismica delle grandi dighe è in pieno svolgimento e finora sono state istruite circa 50 verifiche sismiche di dighe esistenti redatte ai sensi delle NTD14, nei tre anni successivi all'emanazione della norma. Nel contempo la DGD ha messo in atto diverse attività volte alla identificazione delle principali criticità delle NTD14, anche in prospettiva di un possibile aggiornamento della normativa. Tra gli altri si ricorda la collaborazione con il Dipartimento della Protezione Civile per il monitoraggio sismico delle grandi dighe (ad esempio già attivi per la diga di Scandarello e Fiastrone), la richiesta di pareri al C.S.LL.PP. in merito alle verifiche sismiche presentate dai concessionari di alcune dighe ritenute particolarmente significative, la stesura di "*Note Esplicative per le Verifiche Sismiche delle Grandi Dighe ai sensi delle NTD14 e NTC08*" ed infine l'emanazione della circolare n. 7581 del 06.04.2016 contenete il documento "*Verifiche di sicurezza sismica degli scarichi e delle opere accessorie e complementari-riferimenti per l'istruttoria*", nel quale si danno indicazioni per il coordinamento delle NTD14 e NTC08 in relazione alle verifiche sismiche di scarichi e opere accessorie.
Va anche ricordato l'accordo stipulato tra la DGD e l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) che ha portato, nel 2017, alle "*Linee Guida per la redazione e le istruttorie degli studi sismotettonici relativi alle grandi dighe*" (INGV, 2017). Lo scopo del documento è fornire indicazioni riguardo a metodologie e contenuti per la valutazione della

pericolosità sismica in corrispondenza del sito di una diga, anche alla luce dei continui aggiornamenti della classificazione sismica del territorio nazionale.

## 2.2. Prestazioni attese e azione sismica nelle NTD14

In accordo con l'impostazione prestazionale introdotta nelle NTC08, e confermata nelle NTC18, nella valutazione della sicurezza sismica degli impianti di ritenuta (punto C.6 delle NTD14) si considerano quattro stati limite, due corrispondenti alle condizioni di esercizio (SLE) e due a quelle ultime (SLU). I quattro stati limite sono definiti sulla base della seguente classifica che si riferisce a cinque livelli di danneggiamento di entità crescente:

1. normale funzionamento;
2. danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
3. danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
4. danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque rischio di perdite di vite umane;
5. collasso della struttura.

Lo Stato Limite di Operatività (SLO) è definito all'uscita dalla condizione 1. Lo Stato Limite di Danno (SLD) è definito dal passaggio dalla condizione 2 alla 3. Lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di Collasso (SLC) sono definiti, rispettivamente, dal raggiungimento delle condizioni 4 e 5.

La norma fornisce poi (sempre al punto C.6) un elenco di situazioni che rappresentano il raggiungimento di condizioni di stato limite ultimo per l'impianto di ritenuta, con perdita non controllata dell'acqua invasata (va precisato in proposito che lo stato limite va riferito, secondo la norma, all'intero impianto di ritenuta e non al solo sbarramento). Questo elenco è di seguito riportato:

1. instabilità del corpo diga e dei terreni o ammassi rocciosi di imposta;
2. instabilità per scorrimento, anche parziale, del corpo diga o meccanismi di rottura locali;
3. rottura per erosione interna; fessurazioni nel corpo diga, nei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, negli elementi di tenuta o nelle superfici di contatto manufatto-terreno, tali da provocare una filtrazione incontrollata;
4. deformazioni del corpo diga e/o dei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, tali da provocare danni strutturali allo sbarramento o la tracimazione;
5. instabilità dei pendii che possano provocare la tracimazione della diga o danni strutturali;
6. rottura o danno degli organi di scarico e in generale delle opere accessorie, che impediscano il deflusso controllato dal serbatoio;
7. condizione di piena che porti alla tracimazione del coronamento con conseguenti danni gravi fino alla possibilità di collasso dello sbarramento.

Per quanto riguarda l'azione sismica di progetto, essa è definita a partire dalla pericolosità sismica di base secondo quanto previsto dalle NTC08 (ora NTC18), ovvero in termini di "*accelerazione orizzontale massima attesa $a_g$ in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad esso corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza $P_{VR}$ nel periodo di riferimento $V_R$, come definiti nelle NTC. ....Le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$.*

*Per le dighe ubicate in aree per le quali l'azione sismica di progetto per un $T_R$ = 475 anni deve essere riferita ad un valore $a_g$ > 0.15 g (come definito nelle NTC), è necessario lo studio sismotettonico del sito, da cui fare derivare l'azione sismica di progetto, i cui effetti non devono comunque risultare meno gravosi di quelli corrispondenti all'azione sismica definita nelle NTC, relativamente a sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.*
*Il periodo di riferimento, $V_R$, per l'azione sismica è definito in funzione della vita nominale, $V_N$, e del coefficiente d'uso, $C_U$, dalla relazione $V_R = V_N \cdot C_U$."*
Di seguito si riporta la tabella riepilogativa (Tabella 1) che sintetizza i valori della vita nominale, dei coefficienti d'uso e del periodo di riferimento da adottare nelle verifiche sismiche, per le dighe esistenti e per quelle di nuova costruzione. La Tabella 2 riporta invece i valori dei periodi di ritorno $T_R$ da associare ai diversi stati limite.

Tabella 1: Periodi di riferimento per le dighe esistenti e di nuova costruzione.

| **Dighe esistenti** | **$V_N$ (anni)** | **$C_U$** | **$V_R$ (anni)** |
|---|---|---|---|
| Strategiche | | 2.0 | 100 |
| Rilevanti | ≥50 | 1.5 | 75 |
| Importanza normale | | 1.0 | 50 |
| **Dighe di nuova costruzione** | | | |
| Strategiche | ≥100 | 2.0 | 200 |
| Rilevanti | ≥50[1] ≥100[2] | 1.5 | 75[1] 150[2] |
| Importanza normale | ≥50 | 1.0 | 50 |

[1]Dighe di dimensioni contenute [2]Grandi dighe

Tabella 2: Periodi di ritorno $T_R$ per le dighe esistenti e di nuova costruzione.

| **Dighe esistenti** | **SLO (PVR=81%)** | **SLD (PVR=63%)** | **SLV (PVR=10%)** | **SLC (PVR=5%)** |
|---|---|---|---|---|
| Strategiche | 60 | 100 | 950 | 1946 |
| Rilevanti | 45 | 75 | 710 | 1460 |
| Importanza normale | 30 | 50 | 475 | 975 |
| **Dighe di nuova costruzione** | | | | |
| Strategiche | 120 | 120 | 1900 | 2475 |
| Rilevanti | 45[1] 90[2] | 75[1] 150[2] | 710[1] 1425[2] | 1460[1] 2475[2] |
| Importanza normale | 30 | 50 | 475 | 975 |

[1]Dighe di dimensioni contenute [2]Grandi dighe

## 2.3. Alcuni aspetti di novità delle NTD14

### 2.3.1. La conoscenza della diga

Come già anticipato, uno dei principali elementi di novità delle NTD14 è quello riguardante la verifica delle opere esistenti, cui è dedicato uno specifico capitolo (punto H). In analogia a quanto disposto nelle NTC08 (ora NTC18), nelle quali si introduce il concetto di "livello di conoscenza" per la definizione dei parametri che intervengono nella verifica sismica delle costruzioni esistenti, nelle NTD14 si dà fondamentale importanza proprio alla "conoscenza della diga". Il settore delle dighe, in confronto ad altri settori di infrastrutture civili, è caratterizzato dalla possibilità di mettere a disposizione una notevole quantità di dati e informazioni che fanno riferimento alla vita dell'opera durante la fase di progettazione,

costruzione, invasi sperimentali ed esercizio (Russo et al., 2017). Considerata l'età media delle dighe, la disponibilità di tali informazioni è generalmente estesa ad intervalli di tempo pluridecennali. La raccolta, analisi ed elaborazione di questo patrimonio di informazioni può consentire di arrivare ad un livello di conoscenza che ha diverse finalità:

- ✓ caratterizzare i materiali del corpo diga e i terreni di fondazione;
- ✓ osservare il comportamento dell'opera mediante il monitoraggio di alcune grandezze rappresentative (e.g., spostamenti verticali e orizzontali all'interno e sulla superficie esterna dell'opera, tensioni totali, pressioni interstiziali, portate, etc.);
- ✓ sulla base delle misure di monitoraggio esprimere un giudizio nei confronti di vari aspetti riguardanti la sicurezza (interrimento, opere di scarico, potenziali fenomeni di instabilità delle sponde, funzionalità delle strutture di drenaggio e di tenuta, etc.) al fine di evidenziare eventuali criticità originarie o intervenute successivamente alla costruzione dell'opera;
- ✓ valutare l'eventuale risposta della diga a seguito di eventi sismici.

Va ricordato che la vetustà di molte dighe italiane comporta che le proprietà fisiche e meccaniche dei materiali possano essere mutate nel corso dell'esercizio dell'opera. La definizione delle caratteristiche geotecniche dei materiali non può quindi basarsi esclusivamente sui documenti progettuali o relativi alla fase costruttiva. A ciò si aggiunga che generalmente le dighe italiane sono state costruite in assenza di una specifica normativa sismica (i primi obblighi sono stati introdotti con il DM 24.03.1982) e quindi mancano del tutto i dati sulle proprietà dinamiche dei terreni. Ne consegue che le verifiche sismiche delle dighe devono essere accompagnate da una adeguata campagna di indagini geotecniche, sia in sito sia in laboratorio, a conferma ed integrazione delle conoscenze acquisite (Russo et al., 2017). Va infine osservato che le misure di monitoraggio sono anche necessarie per la calibrazione dei modelli di calcolo in campo statico, cioè in fase di costruzione della diga e di riempimento del serbatoio. Questa fase preliminare, che comunque fornisce un giudizio complessivo sullo stato dell'opera nelle condizioni di esercizio, è di fatto propedeutica alla verifica sismica della diga, in quanto rappresenta la condizione iniziale in corrispondenza della quale può verificarsi un evento sismico.

### 2.3.2. Meccanismi di danneggiamento e Stati Limite in condizioni sismiche

Russo et al. (2017) hanno recentemente passato in rassegna i meccanismi di danneggiamento che possono interessare le dighe di materiali sciolti a seguito di un forte scuotimento sismico che può portare al collasso dell'opera durante o nella fase immediatamente successiva al sisma. La casistica illustrata deriva sia dall'osservazione di fenomeni di collasso effettivamente avvenuti in occasione di forti terremoti sia sulla base di scenari ipotizzati a livello speculativo. Nello specifico gli Autori descrivono in dettaglio il collasso prodotto da instabilità globale, dall'erosione esterna per sormonto (che conseguentemente porta ad una riduzione del franco disponibile), dall'erosione interna causata dalla fessurazione della struttura di tenuta e dalla liquefazione. In tutti i casi gli Autori, al cui lavoro si rimanda per un maggior approfondimento, distinguono il comportamento delle dighe omogenee, di quelle zonate e di quelle con manto.

Russo et al. (2017) fanno anche un'analisi comparativa delle NTD14 con le prescrizioni di altre normative internazionali. La maggiore differenza risiede nel fatto che le normative internazionali esaminate definiscono soltanto due stati limite (1 SLU e 1 SLE) a cui sono

chiaramente associati i meccanismi di danneggiamento da prendere in considerazione. Di contro, le NTD14 definiscono un numero maggiore di stati limite (2 SLU e 2 SLE) senza però definire in dettaglio i meccanismi di danneggiamento associato ad ogni stato limite. In altre parole, secondo gli Autori, la sintetica elencazione degli stati limite (ad esempio quelli ultimi riportati nel § 2.3) può lasciare spazio ad interpretazioni troppo discrezionali. Gli Autori propongono, in accordo a quanto riportato nelle altre normative o regolamenti internazionali, l'adozione di due soli stati limite: lo stato limite SLC, per il quale la struttura deve garantire la capacità di ritenuta dell'invaso, e lo stato limite SLD, con l'obiettivo di garantire la piena funzionalità dell'opera.
Anche la DGD (Ministero Infrastrutture e Trasporti, 2018a) evidenzia che la mancanza di un'indicazione più precisa sullo stato limite (SLO, SLD, SLV, SLC) associabile al fenomeno di danneggiamento o collasso descritto nelle NTD14 può ingenerare dubbi in chi effettua la verifica. In qualche caso l'appartenenza ad una categoria può risultare estremamente discrezionale, ad esempio nel caso delle categorie 2 e 3 (cfr. § 2.2) la cui unica differenza consiste nella definizione, non meglio precisata, di danno "riparabile" o "non riparabile". Poiché una corretta definizione degli stati limite è di fondamentale importanza in quanto condiziona il tipo di verifica da effettuare, i metodi di analisi e le azioni da considerare, nel documento della DGD si propone una più dettagliata elencazione delle condizioni che comportano il raggiungimento di ognuno dei 4 stati limite, a cui si rimanda per maggiori approfondimenti.

## 3. SINTESI DEI FATTORI INFLUENTI SUL COMPORTAMENTO SISMICO

Gli studi analitici effettuati tra la metà degli anni '80 e '90 (e.g., Dakoulas e Gazetas, 1985; Gazetas, 1987; Dakoulas, 1990; Gazetas e Dakoulas, 1992) hanno messo in evidenza che una previsione realistica della risposta di una diga di materiali sciolti alle sollecitazioni sismiche deve tener conto di diversi aspetti. In primo luogo le caratteristiche del moto sismico di ingresso al sito, in particolare il periodo predominante, rispetto al periodo naturale fondamentale della diga, da cui discende la possibile risonanza dell'opera e quindi l'occorrenza di fenomeni di amplificazione in cresta. Altri fattori importanti sono la disomogeneità della rigidezza al taglio dei materiali del corpo diga, il comportamento non lineare dei materiali, la configurazione geometrica della valle (stretta o ampia) entro la quale è realizzata la diga, l'interazione tra la diga e l'eventuale presenza di un deposito alluvionale in fondazione e l'asincronismo del moto alla base. L'influenza di alcuni di questi fattori è illustrata sinteticamente di seguito.
La risposta dinamica di dighe di terra nella direzione trasversale all'asse della diga (monte-valle) è stata investigata negli anni '60 da Ambraseys (1960) con il metodo della trave deformabile a taglio. Tale metodo schematizza la diga come un cuneo troncato nella parte sommitale, vincolato alla base e soggetto a sole deformazioni di taglio; il cuneo è omogeneo e giace in una valle rettangolare. Nel caso di cuneo infinitamente lungo, di altezza H e velocità delle onde di taglio $V_S$, il primo periodo naturale di vibrazione è $T_0$=2.61H/Vs. Si noti che tale periodo è minore del corrispondente periodo di vibrazione di uno strato omogeneo avente le stesse proprietà ($T_0$=4H/Vs). Ne consegue che una diga di forma triangolare ha una risposta dinamica più rigida di quella di uno strato omogeneo avente stessa altezza e velocità.
Dakoulas e Gazetas (1985) hanno ripreso il metodo della trave a taglio, introducendo però la disomogeneità della rigidezza al taglio per tenere conto della dipendenza di G dallo stato tensionale. Ciò comporta l'assunzione di profili di rigidezza crescenti con la profondità secondo la relazione $G= G_b \cdot (z/H)^m$, dove z è la distanza verticale dalla cresta, H l'altezza della

diga, $G_b$ il valore del modulo di taglio alla base della diga e m il coefficiente di disomogeneità (Figura 1). I risultati degli studi parametrici mostrano che l'effetto della disomogeneità (aumento di m) è marcato sulle forme modali e sui profili verticali di accelerazione a risonanza mentre è del tutto trascurabile sul periodo fondamentale della diga. I massimi valori delle accelerazioni e degli spostamenti avvengono in prossimità della cresta.

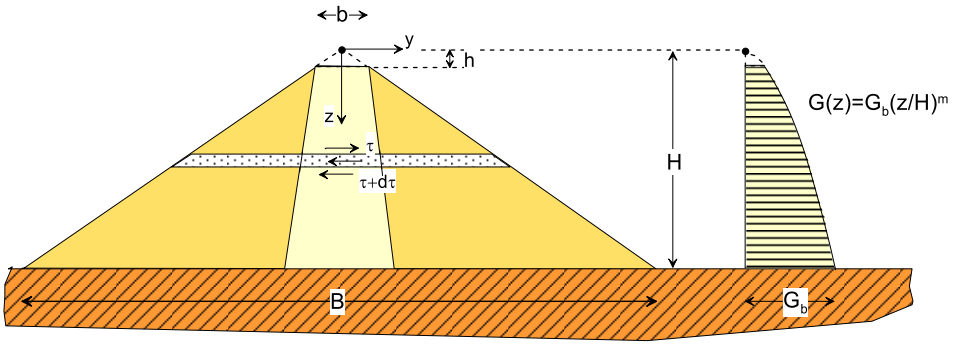



Figura 1: Schema di diga analizzato con il metodo della trave a taglio deformabile nell'ipotesi di disomogeneità della rigidezza (Dakoulas e Gazetas, 1985).

Gazetas e Dakoulas (1992) hanno anche investigato l'influenza della forma geometrica della valle sulla risposta dinamica di una diga. Per dighe realizzate in valli strette, l'effetto di vincolo esercitato dalle spalle determina un effetto tridimensionale (3D) di irrigidimento. Ciò porta ad una riduzione del periodo fondamentale della diga e ad un incremento delle accelerazioni in prossimità della cresta rispetto al caso 2D, soprattutto per i modi di vibrazione più elevati. Questo effetto è tanto maggiore quanto più la valle è stretta. Queste indicazioni sono illustrate in Figura 2a dove è riportato il rapporto tra il periodo fondamentale della diga in una valle stretta ($T_1$) e il periodo di una valle infinitamente lunga ($T_{1\infty}$), in funzione del rapporto L/H tra la lunghezza (L) e l'altezza (H) della diga. Si può osservare che il periodo fondamentale di una diga in una valle stretta può essere anche 1/5 del corrispondente periodo di una valle triangolare con piccoli valori di L/H. La presenza di una valle stretta influenza anche la risposta in accelerazione alla cresta della diga. In Figura 2b è riportata il confronto tra la funzione di amplificazione di una diga ubicata in un canyon semicilindrico determinata da un'analisi 3D e quella relativa a condizioni piane. Si nota che l'amplificazione nel caso di valle stretta può essere molto maggiore di quella di una diga ubicata in una valle larga, soprattutto per i modi di vibrazione più elevati. Queste indicazioni teoriche sono anche supportate dalle osservazioni del comportamento durante i delle dighe di di El Infiernillo (Messico) e di Zipingpu (Cina) in occasione di eventi sismici. Più recentemente Albano et al. (2015), per una diga in *rockfill* con manto di tenuta in conglomerato bituminoso, realizzata in una valle stretta, hanno mostrato l'importanza di effettuare analisi 3D caratterizzate da una risposta dinamica in cresta maggiore di quella delle analisi 2D.

Le considerazioni precedenti fanno in generale riferimento all'ipotesi di comportamento elastico lineare della diga. È stato evidenziato che l'influenza dei fattori illustrati in precedenza (disomogeneità della rigidezza e geometria della valle) sono in generale meno pronunciati se si tiene conto del più realistico comportamento non lineare del terreno. Ciò dipende soprattutto dall'entità dei fenomeni di non linearità che avvengono durante un terremoto, funzione dell'intensità dell'input sismico e del tipo di diga. Per dighe zonate, soggette ad un moto sismico *strong-motion* alla base, la presenza del nucleo più deformabile può indurre marcati fenomeni di non linearità con conseguente riduzione dell'amplificazione

in cresta a causa dell'aumento delle capacità dissipative del terreno e dell'allungamento del periodo fondamentale che rende meno probabili potenziali fenomeni di risonanza. Per queste dighe e per queste azioni sismiche, la non linearità è il fattore principale che governa la risposta dinamica della diga. Di contro, nelle dighe in *rockfill* con manto di tenuta, i fenomeni di non linearità possono essere modesti anche in occasione di forti eventi sismici, per via della maggiore rigidezza dell'opera e dell'effetto irrigidente esercitato dall'invaso. In questo caso, in valli strette, si possono verificare nella parte sommitale della diga elevate accelerazioni e deformazioni di taglio (effetto "frusta").

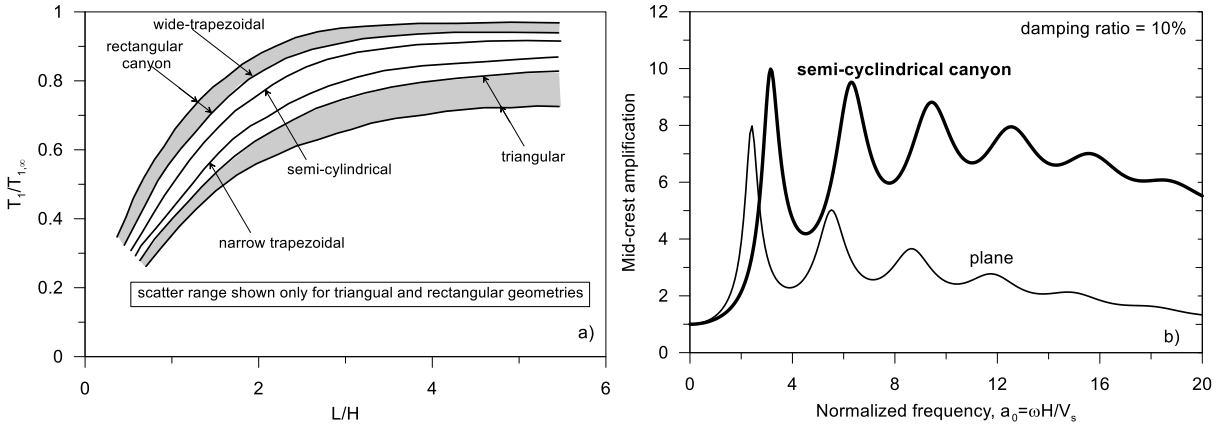



Figura 2: Effetto della geometria della valle sul periodo fondamentale della diga a); funzioni di amplificazione determinate da un'analisi 3D per una valle di forma semi-cilindrica e da un'analisi piana (rieditate da Gazetas e Dakoulas, 1992)

A conclusione di questa breve rassegna, si ricorda che il periodo fondamentale di una diga può essere stimato con diverse tecniche, ad esempio mediante l'uso dei rapporti spettrali di accelerazioni registrate in diga, al basamento e in cresta, mediante vibrazioni forzate oppure misure di rumore ambientale (e.g., Ohmachi e Kuwano, 1994). Recentemente la *Japan Commission on Large Dams* (JCOLD, 2014) ha elaborato i dati accelerometrici relativi alle dighe giapponesi che hanno registrato eventi sismici nel periodo 1978-2012. Nella Figura 3 è riportato l'andamento del periodo fondamentale della diga, ricavato dalle registrazioni disponibili in cresta e alla base, in funzione dell'altezza della diga. I dati accelerometrici utilizzati fanno riferimento alla componente trasversale del moto sismico. Si nota che il periodo fondamentale, come atteso, cresce al crescere dell'altezza della diga; per dighe di altezza variabile tra 20 e 170 m, varia tra circa 0.05 e 0.8s.

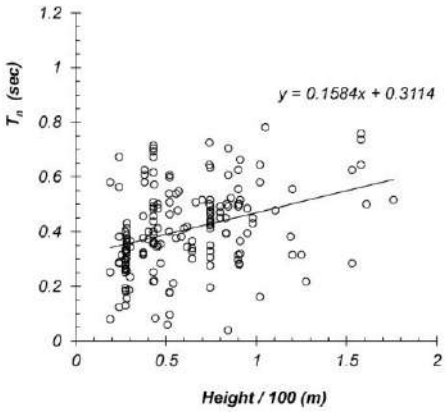



Figura 3: Valori misurati del periodo fondamentale di una diga in funzione dell'altezza normalizzata in direzione monte-valle (JCOLD, 2014).

# 4. COMPORTAMENTO OSSERVATO IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

## *4.1.* Osservazioni da *case-histories*

Nel 2014 la USSD (*U.S. Society of Dams*) ha pubblicato il Vol. III dello studio "*Observed Performance of Dams During Earthquakes*" (USSD, 2014). Il Vol. I (USSD, 1992) e il Vol. II (USSD, 2000) erano stati pubblicati rispettivamente nel 1992 e nel 2000 e documentavano il comportamento di 11 (di cui 7 di terra) e 16 (di cui 11 di terra) dighe soggette a terremoti di moderata intensità. Il volume III ha integrato le informazioni precedenti includendo altre 12 *case-histories*, di cui 3 relative a eventi sismici di magnitudo 8 o maggiore.
Nel Vol. III, sulla base delle osservazioni relative a tutte le dighe esaminate nei tre volumi, si giunge alle seguenti considerazioni. Storicamente, soltanto un numero limitato di dighe di materiali sciolti è stato danneggiato in maniera significativa da eventi sismici. Su scala mondiale, i fenomeni noti di collasso assommano a non più di una dozzina; si tratta prevalentemente di *tailing dams* o dighe costruite per deposizione idraulica (*hydraulics fill dams*). Tra queste ultime, ad esempio, ricade la ben nota *Lower San Fernando dam*, in California, il cui collasso è riconducibile all'occorrenza di estesi fenomeni di liquefazione nella parte inferiore del corpo diga, e la diga di Fujinuma, in Giappone, collassata per tracimazione conseguente alla liquefazione che ha interessato la parte sommitale della diga, anche per la lunga durata del moto sismico che nella fase intensa ha raggiunto 70s.
Risulta quindi evidente, conclude *USSD*, che il comportamento delle dighe di materiali sciolti a seguito di eventi sismici è prevalentemente correlato alla natura dei materiali usati per la costruzione e alle tecniche di costruzione. In particolare, dighe ben costruite, messe in opera a mezzo di un adeguato costipamento, possono sostenere soddisfacentemente le azioni sismiche con effetti non importanti. Al contrario dighe più datate, messe in opera a mezzo di un costipamento poco spinto, eventualmente costruite su terreni liquefacibili, rappresentano i casi conosciuti di fenomeni di collasso.
Queste rassicuranti prestazioni delle dighe di materiali sciolti devono essere interpretate con cautela poiché poche di esse sono state soggette ad eventi sismici di intensità e durata tali da pregiudicare la loro integrità strutturale. Infatti, su scala mondiale, un numero esiguo di dighe è stato assoggettato ad azioni sismiche dello stesso ordine di grandezza o maggiori di quelle per le quali sono state progettate. Quindi il comportamento di dighe sotto azioni sismiche *strong-motion* è, in verità, poco conosciuto e, al contempo, la specificità di ogni singola diga non consente generalizzazioni ad elevate intensità sismiche. Ne deriva pertanto la necessità di studiare tale comportamento in maniera più approfondita, per poterne prevedere la risposta dinamica in maniera più razionale ed affidabile. Ciò assume una valenza ancora maggiore in Italia, dove a seguito dei continui aggiornamenti degli studi di pericolosità sismica, le dighe risultano esposte ad azioni sismiche a volte ben più grandi di quelle di progetto.
Di seguito sono illustrati due tra i pochi casi di letteratura di dighe di materiali sciolti che, nonostante le elevate azioni sismiche a cui sono state sottoposte, hanno avuto una prestazione soddisfacente. Si tratta delle dighe di Aratozawa e di Ishibuchi, entrambe in Giappone, la prima zonata e la seconda in *rockfill* con manto di tenuta impermeabile. Un breve cenno è dedicato poi al comportamento delle dighe italiane in occasione di terremoti storici.

### 4.1.1. La diga di Aratozawa

La diga di Aratozawa (Figura 4) è ubicata nella Prefettura di Iwate, in Giappone. Si tratta di una diga di terra zonata, con nucleo centrale verticale e rinfianchi in *rockfill*. Ha altezza

massima di 74.4 m, sviluppo longitudinale di 414 m e larghezza in cresta di 10 m. Le pendenze dei paramenti di monte e di valle sono pari rispettivamente a 1:2.7 e 1:2. La costruzione della diga fu completata nel 1991 ma la diga è entrata in servizio nel 1998. Il 14/06/2008 la diga è stata assoggettata al terremoto Iwate-Miyagi (Mw=7.0), profondità ipocentrale di circa 8 km, che ha colpito la parte settentrionale del paese. Al momento della scossa principale il livello dell'acqua nel serbatoio era 6 m sotto la quota dello sfioratore. La diga era strumentata con accelerometri a 3 componenti, sul coronamento, a metà altezza e nella galleria di base, e con 15 piezometri nel nucleo. La struttura, ubicata a circa 15 km dall'epicentro della scossa principale, ha registrato un forte scuotimento sismico, come testimoniato dalle registrazioni accelerometriche. Le accelerazioni nella direzione longitudinale, trasversale (monte-valle) e verticale sono mostrate nella Figura 5. Si può notare che i valori più elevati dell'accelerazione di picco si registrano in corrispondenza della galleria di fondo, e sono pari a 10.24, 8.99 e 6.91 m/s$^2$ rispettivamente per le componenti trasversale, longitudinale e verticale. Al coronamento i corrispondenti valori sono marcatamente ridotti, e valgono rispettivamente 5.25, 4.55 e 6.22 m/s$^2$. Questo comportamento è dovuto alla marcata non linearità indotta nel materiale del nucleo a seguito della scossa sismica, che ha determinato una significativa riduzione del modulo di taglio, provocando conseguentemente un allungamento significativo del periodo fondamentale del rilevato. Ciò è chiaramente visibile dal confronto tra le storie temporali dell'accelerazione, al basamento e in cresta, che evidenzia la riduzione dell'ampiezza del moto sismico e il marcato filtraggio delle alte frequenze che il moto sismico ha subito nell'attraversamento del nucleo.

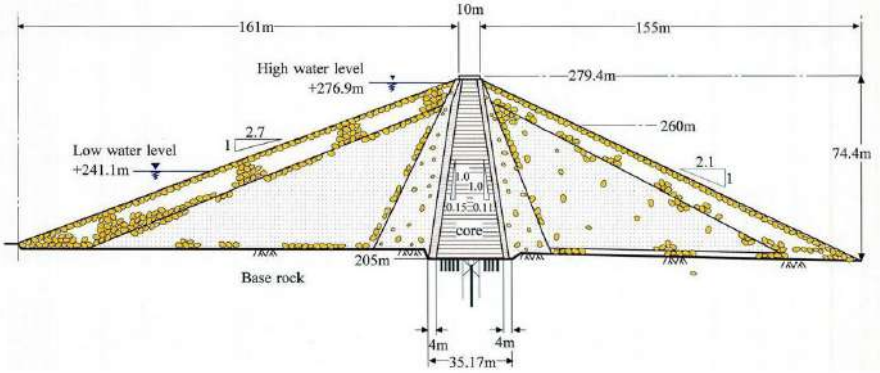



Figura 4: Sezione trasversale della diga zonata di Aratozawa, in Giappone (da Ishihara, 2010)

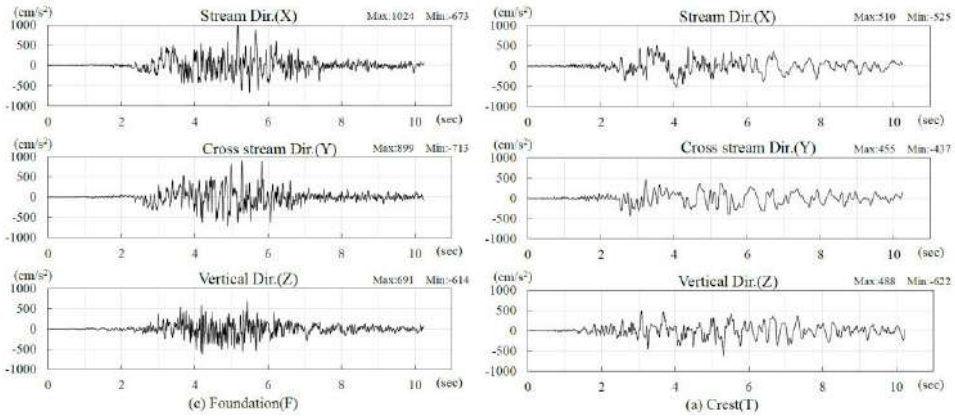



Figura 5: Storie temporali dell'accelerazione registrate in occasione della scossa principale del terremoto di Iwate-Miyagi alla diga di Aratozawa, al basamento (destra) e in cresta (sinistra) (Yasuda et al., 2018).

Ohmachi e Tahara (2011) hanno analizzato i dati accelerometrici e quelli di pressione interstiziale registrati durante la scossa principale e numerose repliche. L'elaborazione dei dati accelerometrici, in termini di rapporti spettrali tra basamento e cresta della diga, ha mostrato che il periodo fondamentale della diga, durante la fase più intensa della scossa principale, è stato di 1.20 e 0.98s per la componente trasversale e longitudinale, rispettivamente. Il periodo fondamentale a piccole deformazioni, calcolato sulla base di relazioni empiriche e sulla base di registrazioni di bassa intensità di terremoti precedenti al 2008, è invece di circa 0.33s per entrambe le componenti, ad ulteriore conferma del notevole allungamento verificatosi durante il sisma. Secondo gli Autori, durante la fase intensa del moto il modulo di taglio ha quindi sperimentato una forte riduzione rispetto al valore iniziale, di circa il 90% nella parte superiore del nucleo e di circa il 60% nella parte inferiore, con livelli di deformazioni di taglio di circa 0.1%. La Figura 6 illustra le misure di pressione interstiziali effettuate nel nucleo prima della scossa (13/06/2008) e 17 minuti dopo la scossa principale. Si nota un incremento di pressione interstiziale nel nucleo, più marcato in corrispondenza della parte inferiore, mentre nelle zone di transizione e nei rinfianchi non si evidenziano differenze rispetto alla situazione pre-terremoto. Gli Autori sottolineano che la dissipazione degli eccessi di pressione interstiziale è stata molto più rapida del recupero di rigidezza all'interno del nucleo.
Nonostante i valori così elevati di accelerazione, la diga non ha subito danni significativi e il comportamento nel complesso è stato soddisfacente. La diga ha comunque sperimentato importanti deformazioni permanenti, in particolare a seguito della scossa principale il nucleo ha avuto cedimenti di circa 40 cm mentre i fianchi di circa 20 cm; gli spostamenti permanenti orizzontali sono stati di circa 5 cm.

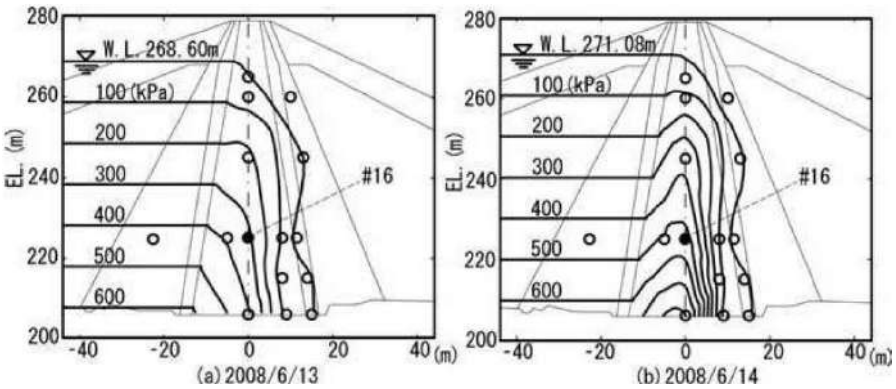



Figura 6: Distribuzione delle pressioni interstiziali nella diga di Aratozawa (i cerchi indicano l'ubicazione dei piezometri): a) il giorno prima della scossa principale; b) 17 min dopo la scossa principale (Ohmachi e Tahara, 2011).

### 4.1.2. La diga di Ishibuchi

La diga di Ishibuchi (Figura 7a) è una diga costituita da *rockfill* non costipato (*dumped rockfill*), con rivestimento in cls sul paramento di monte. La diga, ubicata nella Prefettura di Iwate, è stata realizzata nel 1953 ed è alta 53 m. Lo sviluppo longitudinale è 345 m e la larghezza in cresta è 6 m. L'inclinazione del paramento di monte varia tra 1:1.2 e 1:1.4 e quella del paramento di valle tra 1:1.4 e 1:1.5.
Anche questa diga, come quella di Aratozawa, è stata assoggettata al terremoto Iwate-Miyagi del 2008 (Mw=7.0). Al momento del terremoto, il livello dell'acqua nel serbatoio era di 4 m

al di sotto del livello di massima regolazione (Yoshida et al., 2011). Poiché la distanza epicentrale è di circa 10 km, la diga è stata sottoposta ad un forte scuotimento sismico. Gli accelerometri sono installati nella galleria di drenaggio sotto la diga, sul paramento di valle e in cresta, in corrispondenza della spalla laterale. I valori di accelerazione massima orizzontale registrati in cresta sono 1.49g nella direzione trasversale, 0.94g nella direzione longitudinale e 2.11g nella direzione verticale. C'è qualche perplessità sui valori registrati in cresta a causa dei movimenti della roccia in corrispondenza della spalla che potrebbero avere falsato le misure. L'accelerometro in fondazione, a causa di un malfunzionamento, non ha registrato durante la scossa principale mentre è risultato operativo durante le repliche. I valori stimati dell'accelerazione di picco in fondazione (USSD, 2014) sono pari a 0.47g, 0.67g e 0.63g rispettivamente nelle direzioni trasversale, longitudinale e verticale.
I danni a seguito del terremoto sono stati estremamente limitati nel rivestimento di monte che non ha perso la sua funzionalità. La diga ha comunque subito cedimenti e spostamenti orizzontali permanenti non trascurabili (Figura 7b). Il massimo cedimento è stato di 55 cm in cresta. L'intero corpo diga si è deformato verso valle mentre la cresta si è spostata di circa 53 cm verso valle. In corrispondenza della berma a metà altezza del paramento di valle, si è registrato un cedimento di circa 60 cm e uno spostamento di 72 cm verso valle. Nel paramento di monte, invece, il cedimento è stato limitato (16 cm) così come lo spostamento verso valle (13 cm). È verosimile ipotizzare che i minori spostamenti permanenti avvenuti sul paramento di monte siano dovuti all'azione stabilizzante dell'acqua sopra il rivestimento in cls. In cresta si è verificata una deformazione della pavimentazione e fessure. I danni al corpo diga rientrano comunque nella categoria di danni riparabili. La diga è stata anche assoggettata al terremoto di Tohoku del 2011 ma i danni in questo caso sono stati molto limitati, con cedimento in cresta di circa 12 mm.

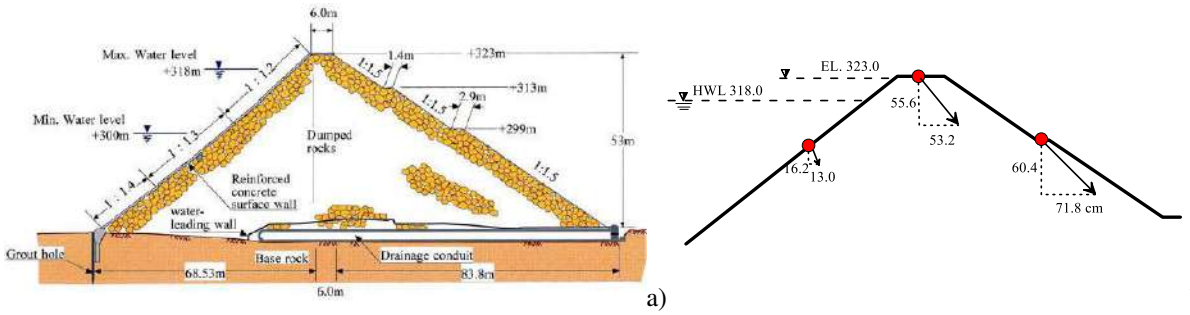



Figura 7: Diga in *rockfill* di Ishibuchi in Giappone: a) sezione trasversale (Ishihara, 2010); b) spostamenti a seguito del sisma di Iwate-Miyagi del 2008 (Matsumoto et al., 2016)

### 4.1.3. Il comportamento delle dighe Italiane in occasione di eventi sismici

Il gruppo di lavoro ITCOLD (ITCOLD, 2018) ha recentemente reso disponibili i risultati dello studio sul "*Comportamento delle dighe italiane in occasione di terremoti storici*". In accordo con le indicazioni della letteratura internazionale, lo studio evidenza il buon comportamento delle dighe di materiali sciolti in occasione di eventi sismici anche rilevanti. Nella grande maggioranza dei casi si è riscontrata la condizione di assenza di effetti di rilievo. Tra i casi di dighe di materiali sciolti che hanno manifestato danni in occasione di terremoti, si possono ricordare due dighe che hanno mostrato danni riconducibili a stati limite SLD con l'esigenza di interventi di ripristino. Si tratta della diga di Ogliastro che ha avuto lesioni nel manto bituminoso (terremoto del 13/12/1990) e quella di Acciano che ha mostrato lesioni

longitudinali e trasversali al coronamento (terremoto del 06/09/1997). In un unico caso si sono manifestati danneggiamenti corrispondenti al raggiungimento dello stato limite SLV, con la diga di Piana degli Albanesi, in pietrame e manto di calcestruzzo, che ha avuto danneggiamenti al manto con rilascio incontrollato d'acqua (terremoto del Belice 15/01/1968).
Lo studio non include le osservazioni relative alla recente sequenza sismica dell'Italia Centrale del 2016-2017. Indicazioni preliminari sul comportamento delle dighe in area epicentrale in occasione della scossa iniziale del 24/08/2016, per quanto basate sulle limitate informazioni reperite, evidenziano ancora una volta una buona prestazione delle dighe di materiali sciolti per le intensità sismiche risentite (Stewart et al., 2017).

## *4.2.* Deformazioni permanenti

I tipi di danneggiamento più frequentemente osservati in occasione di eventi sismici in dighe di materiali sciolti possono essere raggruppati in quattro classi, di seguito elencate in ordine di maggior frequenza di accadimento (Gazetas, 1981):
- lesioni longitudinali che si sviluppano principalmente in prossimità del coronamento a causa di sforzi di trazione associati ad oscillazioni trasversali della diga o a causa di cedimenti differenziali (ad esempio tra nucleo e fianchi);
- fenomeni di instabilità sul paramento di monte o di valle della diga, lungo superfici di scorrimento ove è superata la resistenza al taglio del materiale;
- lesioni trasversali che si sviluppano generalmente in prossimità dell'interfaccia spalla-diga, causati sia da sforzi di trazione associati ad oscillazioni longitudinali della diga sia a cedimenti differenziali della diga lungo la direzione longitudinale;
- grandi spostamenti dovuti a liquefazione del corpo diga o dei terreni di fondazione.

Pells e Fell (2002, 2003) hanno raccolto i dati di 305 dighe di materiali sciolti, 95 delle quali hanno riportato danni a seguito di eventi sismici. Lo studio conferma l'occorrenza di cedimenti, fessure e spostamenti laterali in occasione di terremoti. Le lesioni longitudinali sono più comuni di quelle trasversali e sono generalmente ubicate nella parte sommitale della diga. I fenomeni di instabilità invece possono accadere ma sono molto meno comuni. Sulla base delle indicazioni ricavate, gli Autori hanno proposto un sistema di classifica del danno indotto da un terremoto riportato in Tabella 3.

Tabella 3: Sistema di classifica del danno indotto da eventi sismici (Pells e Fell, 2002, 2003).

| **Classe di danno** | | **Max larghezza fessura longitudinale (mm)*** | **Max cedimento relativo alla cresta (%)**** |
|---|---|---|---|
| # | Descrizione | | |
| 0 | Nessuno | < 10 | <0.03 |
| 1 | Lieve | 10-30 | 0.03-0.2 |
| 2 | Moderato | 30-80 | 0.2-0.5 |
| 3 | Significativo | 80-150 | 0.5-1.5 |
| 4 | Grave | 150-550 | 1.5-5 |
| 5 | Collasso | >500 | >5 |
| * per massima larghezza della fessura si intende la massima larghezza di ogni fessura presente | | | |
| ** è espresso in percentuale rispetto all'altezza della diga | | | |

Swaisgood (2003) ha esaminato circa 70 casi di studio relativi alla risposta di dighe di terra in occasione di eventi sismici, con riferimento a quelle non soggette a liquefazione. L'autore distingue tra dighe zonate ECRD (*Earth Core Rockfill Dam*), dighe di materiale a grana grossa con paramento di monte in calcestruzzo CFRD (*Concrete Face Rockfill Dams*), dighe realizzate per sedimentazione idraulica (*Hydraulic Fills*) e dighe di terra (*Earthfills*). L'analisi dei dati ha evidenziato che i fattori che maggiormente influenzano il cedimento in cresta sono l'accelerazione di picco su roccia ($a_{max,b}$) e la magnitudo (M). L'autore ha quindi proposto la correlazione empirica illustrata in Figura 8a in cui è riportato il cedimento (rapporto tra il cedimento in cresta e la somma dell'altezza della diga, DH e lo spessore dello strato alluvionale di fondazione eventualmente presente, AT), espresso in percentuale, in funzione di $a_{max,b}$. Si nota che i danni sono classificati come "moderati", quando il cedimento in cresta è maggiore dello 0.1% dell'altezza totale (DH+AT), e "gravi" se il cedimento in cresta è maggiore di 0.5% dell'altezza totale. Il grafico mostra anche che i valori del cedimento generalmente non eccedono 1% (in assenza di liquefazione). Questo grafico può essere molto utile per predire il possibile campo di cedimenti attesi a seguito di un dato terremoto di scenario (deterministico) o, in alternativa, può essere utilizzato per controllare l'attendibilità dei cedimenti calcolati con metodi numerici. La Figura 8b illustra la correlazione empirica tra il rapporto di cedimento e i due parametri rappresentativi del terremoto, cioè $a_{max,b}$ e M. Un'ultima considerazione riguarda i tipi di deformazioni permanenti prevalenti. Si tratta di cedimenti e spostamenti laterali mentre non ci sono chiare indicazioni nella maggior parte dei casi di fenomeni di scorrimento lungo superfici di scivolamento ben definite.
Queste indicazioni sono in accordo con le osservazioni sperimentali di USSD (2014), già richiamate (§ 4.1). In effetti, nella maggior parte dei casi esaminati, le dighe di materiali sciolti hanno subito deformazioni permanenti ma di entità limitata e tale da non comportare danni significativi o rilascio incontrollato di acqua.

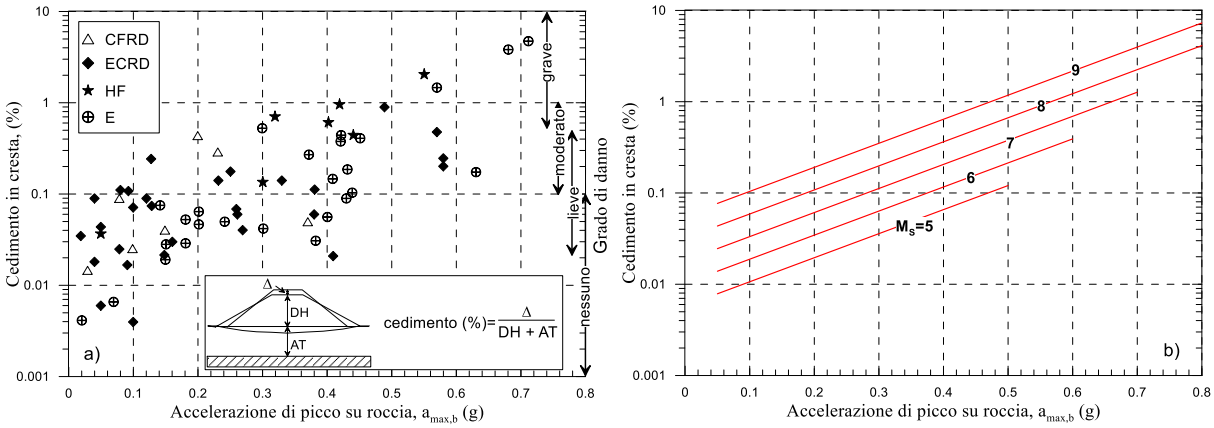



Figura 8: Cedimento normalizzato in cresta in funzione dell'accelerazione di picco su roccia a); cedimento normalizzato in cresta in funzione dell'accelerazione per diversi valori di magnitudo (da Swaisgood, 2003).

## 4.3. Raccolta e analisi di dati accelerometrici registrati ai siti delle dighe

Molte dighe di materiali sciolti, soprattutto in Giappone e Stati Uniti, sono dotate di un sistema di monitoraggio delle accelerazioni derivanti dallo scuotimento sismico. Generalmente tale sistema è costituito da almeno due accelerometri, uno in corrispondenza

della formazione rigida di base e l'altro sul coronamento della diga. L'elaborazione delle registrazioni accelerometriche, sia nel dominio dei tempi sia in quello delle frequenze, fornisce indicazioni sia sull'amplificazione dei parametri del moto sismico dal basamento al coronamento sia sui fenomeni di filtraggio del contenuto in frequenza del segnale di base durante l'attraversamento del corpo diga. La raccolta, l'elaborazione e l'analisi di questi dati può essere particolarmente utile in quanto la risposta della diga in termini di parametri del moto sismico può essere correlata alle caratteristiche geometriche e a quelle di rigidezza dei materiali che la costituiscono.

Harder et al. (1998) hanno esaminato i segnali registrati in occasione del terremoto di Loma Prieta del 17/10/1989 in corrispondenza di 8 dighe di terra, strumentate con accelerometri al coronamento e alla base. Gli Autori utilizzano i dati suddetti, unitamente ad altri disponibili di precedenti terremoti, per costruire un diagramma in cui è riportata l'accelerazione in cresta in funzione dell'accelerazione alla base, per la sola componente trasversale. Gli Autori, inviluppando i dati sperimentali, per quanto abbastanza limitati, tracciano una curva limite superiore il cui andamento evidenzia fenomeni di non linearità nel corpo diga al crescere dell'intensità del moto sismico. Più recentemente Yu et al. (2012) hanno condotto un più ampio studio di letteratura, elaborando i dati accelerometrici di dighe di materiali sciolti relativi a 43 casi di studio internazionali, prevalentemente statunitensi e giapponesi. Gli Autori distinguono tra le dighe realizzate prima del 1968 e quelle successive a tale data, ritenendo che l'influenza della tecnologia costruttiva abbia determinato differenze di comportamento nella risposta sismica delle dighe stesse. Anche in questo caso, l'elaborazione dei dati è effettuata con riferimento ad una componente orizzontale del moto, anche se non è chiaro se è considerata sempre la componente trasversale o il valore massimo tra le due componenti orizzontali. Studi più approfonditi, basati sul vasto database di misure accelerometriche alle dighe giapponesi, sono stati effettuati nell'ambito del Comitato Tecnico della JCOLD (*Japanese Committee on Large Dams*) su "*Seismic Aspects of Dams*", anche se i risultati non sono ancora disponibili in forma definitiva (Sasaki, 2015).

Al fine di aggiornare le relazioni esistenti tra alcuni parametri del moto sismico (accelerazione di picco in cresta, accelerazione di picco al basamento rigido, fattore di amplificazione, etc.), in quanto segue si espongono i risultati di un'analisi di registrazioni accelerometriche, reperite nella letteratura internazionale, in corrispondenza di dighe di terra. In particolare sono stati presi in esame gli studi per i quali si disponeva di registrazioni su roccia o basamento rigido (in corrispondenza generalmente della base della diga, nelle gallerie di ispezione o all'affioramento roccioso in corrispondenza della spalla della diga) e al coronamento. Il database così sviluppato include 151 registrazioni effettuate in corrispondenza di 39 dighe di materiali sciolti, suddivise come riportato in Tabella 4.

Tabella 4: Registrazioni accelerometriche suddivise per tipo di diga e componente del moto.

| | | | **Comp. orizzontale** | | | **Comp. verticale** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Tipo di diga** | **# dighe** | **# dati** | **# long** | **# trasv** | **ND** | **#** |
| ECRD | 26 | 88 | 23 | 30 | 14 | 21 |
| E | 5 | 14 | 5 | 5 | - | 4 |
| CFRD | 5 | 41 | 14 | 14 | 1 | 12 |
| BFRD | 2 | 6 | 2 | 2 | - | 2 |
| BCCRD | 1 | 2 | - | 1 | - | 1 |
| Totale | 39 | 151 | 44 | 52 | 15 | 40 |

Il tipo costruttivo prevalente è la diga zonata con nucleo impermeabile (ECRD); in questo gruppo sono complessivamente presenti 26 dighe. Le dighe omogenee di materiale a grana fina (E) sono soltanto 5. Le dighe di materiale a grana grossa con paramento di monte in calcestruzzo (CFRD) o bituminoso (BFRD - *Bituminous Face Rockfill Dam*) sono rispettivamente 5 e 2. Infine nel database è presente 1 diga con nucleo in conglomerato bituminoso (BCCRD – *Bituminous Concrete Core Rockfill Dam*). Le 151 registrazioni del database sono così distribuite: 111 relative alle componenti orizzontali (44 componente longitudinale, 52 componente trasversale e 15 non nota) e 40 alla componente verticale.
Le registrazioni sono relative ad eventi sismici di magnitudo generalmente compresa tra 4 e 8; sono anche disponibili alcuni dati relativi al terremoto di Tohoku del 12/03/2011 di magnitudo 9.0. Le distanze epicentrali sono generalmente inferiori a 75 km; sono presenti nel database, anche se in numero limitato, dati registrati a distanze comprese tra 75 e 150 km e tra 200 e 300 km; queste ultime fanno generalmente riferimento al terremoto di Tohoku anzidetto. La maggior parte delle registrazioni sono di debole intensità, con valori di $a_{max,b}$ della componente orizzontale (longitudinale e trasversale) generalmente minori di 0.1g (63 dati); i dati nell'intervallo 0.1-0.2g sono poco meno della metà (24 dati) mentre quelli relativi alle intensità maggiori sono in numero decisamente più limitato (14 compresi nell'intervallo 0.2-0.3g , 1 nell'intervallo 0.3-0.4g, 3 e 6 negli intervalli rispettivamente 0.4-0.5g e >0.5g).
In Figura 9a è riportata la relazione tra l'accelerazione massima in cresta diga ($a_{max,c}$) e quella al basamento rigido ($a_{max,b}$); i dati sono suddivisi solo in funzione della componente del moto. Come prevedibile, si nota un'evidente amplificazione dell'accelerazione massima in cresta per la quasi totalità dei dati. L'unica eccezione è data dalle misure relative alla diga di Aratozawa che mostrano invece una forte deamplificazione per effetto del comportamento non lineare del materiale del nucleo, già discusso al paragrafo precedente. Vale la pena di ricordare che a fronte di elevati valori registrati alla diga su roccia (0.92, 1.04 e 0.70g rispettivamente per la componente longitudinale, trasversale e verticale) i valori in cresta sono inferiori, in special modo per le componenti orizzontali (0.46, 0.54 e 0.63g). Nelle Figure 9b, 9c e 9d sono riportati i grafici separatamente per ogni componente, suddivise in funzione dell'altezza massima della diga H ($H \leq 50$ m, $50 < H \leq 100$ e $H > 100$). Non si nota alcuna particolare relazione tra l'accelerazione in cresta e l'altezza della diga. Per quanto riguarda le componenti orizzontali, si nota che la componente trasversale alla diga presenta accelerazioni maggiori di quella longitudinale. Infatti i valori massimi della componente trasversale sono di circa 0.9g mentre quelli massimi della componente longitudinale sono sempre al di sotto di 0.5g, eccezion fatta per la diga di Zipingpu che raggiunge 1.4g. Questa circostanza è in accordo con la considerazione che la direzione trasversale generalmente coincide con il modo fondamentale di vibrare della diga e quindi fornisce amplificazioni maggiori della componente longitudinale. Si nota inoltre che anche la componente verticale in cresta è sempre amplificata rispetto a quella alla base.
In Figura 10 è riportato l'andamento del coefficiente di amplificazione dell'accelerazione di picco cresta/base in funzione di $a_{max,b}$ per le componenti orizzontali (Figura 10a) e verticale (Figura 10b). Per basse intensità del moto sismico ($a_{max,b}$<0.1g), si registrano fattori di amplificazione della componente orizzontale ($FA_H$) generalmente inferiori a 4 e 6, rispettivamente per quella longitudinale e trasversale. Per $a_{max,b}$>0.1g, i valori del fattore di amplificazione sono generalmente inferiori a 3 e si riducono al crescere dell'accelerazione sismica alla base. Per valori di $a_{max,b}$ molto elevati, come nel caso della diga di Aratozawa, si verifica una deamplificazione del moto sismico ($FA_H$<1) in cresta per effetto della forte non linearità indotta durante l'evento sismico. Un andamento del tutto simile si verifica per la componente verticale del moto, con valori del fattore di amplificazione ($FA_V$) di poco

inferiori a 6 per $a_{max,b}$<0.1g e decrescenti al crescere dell'accelerazione di picco alla base. Anche per la componente verticale, nel caso della diga di Aratozawa, il moto in cresta è leggermente deamplificato rispetto a quello alla base. In entrambi i grafici di Figura 10 è diagrammato un *upper bound* di tentativo dei dati sperimentali.
Nel diagramma di Figura 11 i fattori di amplificazione sono distinti anche in funzione del tipo di diga. In generale, a piccole intensità del moto sismico, non si notano marcate differenze tra la risposta di dighe in *rockfill* con manto e quelle di terra. È però interessante osservare che i pochi dati disponibili ad elevati livelli di intensità simica indicano che le dighe CFRD (e.g., Ishibushi e Zipingpu) mostrano amplificazione al coronamento mentre le dighe ECRD (Kawanishi e Aratozawa) manifestano fenomeni di deamplificazione al coronamento rispetto alla base. Maggiori dati sono necessari a questi livelli di intensità simica per approfondire la risposta delle grandi dighe ECRD e CFRD ad elevati scuotimenti sismici. I grafici illustrati in questo paragrafo possono comunque rappresentare un valido ausilio come strumento di verifica dei risultati delle analisi numeriche.

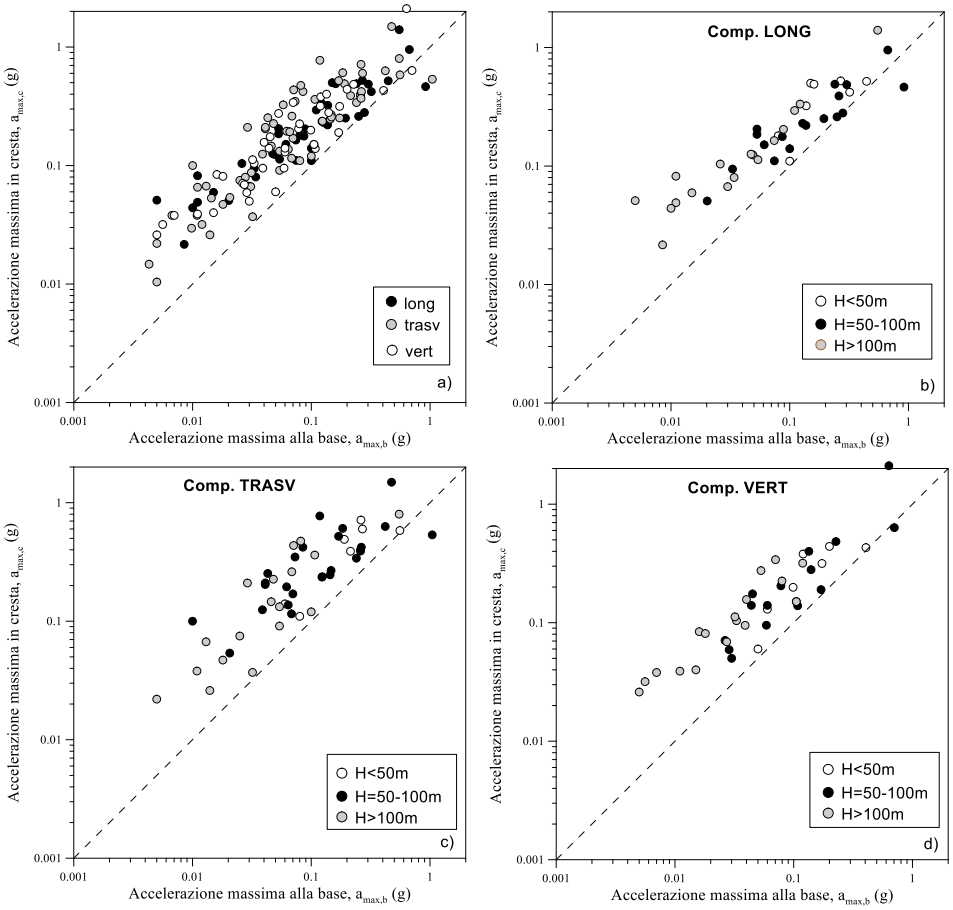



Figura 9: Distribuzione dei valori di accelerazione massima in cresta in funzione dell'accelerazione massima al basamento: a) dati suddivisi per componente del moto; dati relativi alla componente b) longitudinale, c) trasversale e d) verticale.

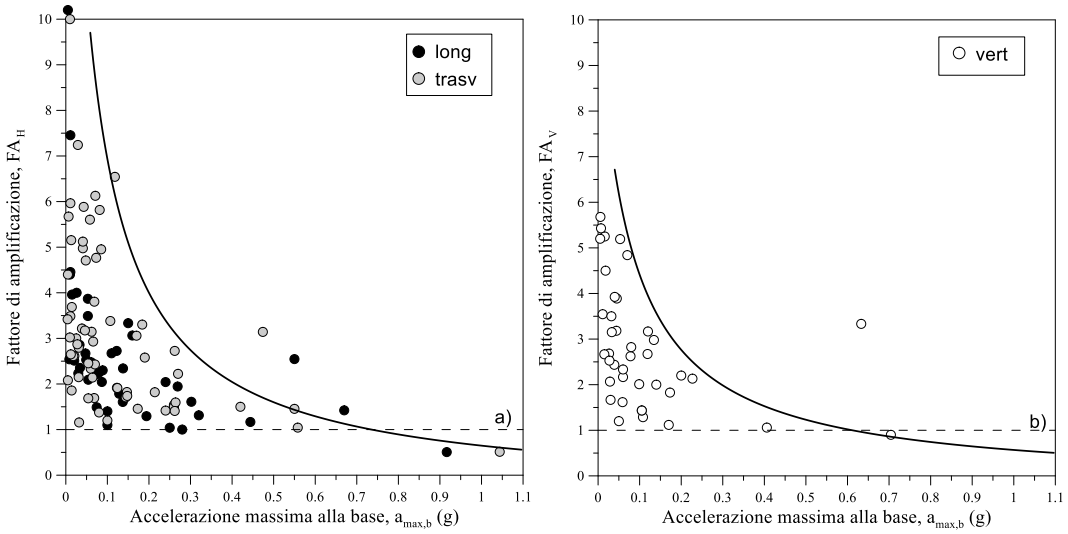



Figura 10: Variazione del fattore di amplificazione dell'accelerazione di picco cresta/base: a) componenti orizzontali ($FA_H$); b) componente verticale ($FA_V$).

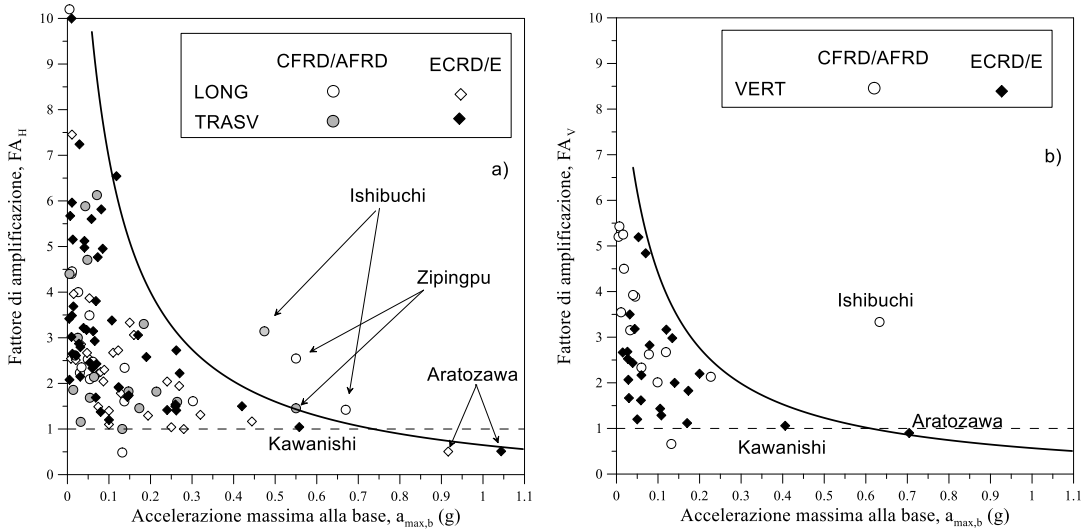



Figura 11: Variazione del fattore di amplificazione dell'accelerazione di picco cresta/base: a) componenti orizzontali ($FA_H$); b) componente verticale ($FA_V$).

# 5. METODI DI ANALISI

## 5.1. Metodi pseudostatici, dinamici semplificati e dinamici avanzati

La valutazione della sicurezza sismica delle dighe di materiali sciolti può essere effettuata ricorrendo a metodi di analisi molto differenti con grado di complessità crescente in relazione alle caratteristiche e all'importanza dell'opera. Le principali differenze tra i metodi riguardano lo schema geometrico adottato, le ipotesi formulate sull'interazione tra le fasi, il legame costitutivo e la schematizzazione dell'input sismico. In linea generale si distingue tra metodi semplificati (pseudostatico) in cui l'azione sismica è schematizzabile come forza statica equivalente, e metodi dinamici, in cui l'azione sismica è rappresentata da una storia temporale dell'accelerazione; questi ultimi, a loro volta, si distinguono in semplificati (e.g., metodo di

Newmark) e avanzati. Nonostante l'uso di metodi dinamici avanzati sia sempre più frequente, il metodo pseudo-statico e quello di Newmark rappresentano ancora oggi validi riferimenti nella pratica ingegneristica delle dighe di terra. Una disamina dei diversi metodi, con indicazioni dei principali vantaggi e svantaggi, è fornita da Pagano e Sica (2005), Perlea e Beaty (2010) e, più recentemente, da Mancuso e Amorosi (2017). Di seguito si riassumono sinteticamente le principali differenze tra i metodi, rimandando per approfondimenti alla letteratura citata.

Come è noto, nel metodo pseudostatico la diga è modellata come corpo rigido soggetto ad un'accelerazione uniforme, pari all'accelerazione al suolo. L'azione sismica è schematizzata come una forza statica orizzontale equivalente all'azione inerziale, di entità proporzionale al peso della massa potenzialmente instabile ed applicata nel baricentro. Questa forza può essere espressa attraverso il coefficiente sismico adimensionale $k_h$ secondo la seguente espressione:

$$F_h = m a_h = \frac{a_h}{g} mg = k_h W$$

dove W è il peso della massa potenzialmente instabile. La forza statica equivalente $F_h$ è costante nel tempo in modulo, direzione e verso. La verifica è effettuata con gli ordinari metodi di verifica all'equilibrio limite, calcolando il coefficiente di sicurezza globale ($F_S$) nei riguardi dello scorrimento.

La crescente esperienza acquisita negli anni sugli effetti dei terremoti sul comportamento di dighe di materiali sciolti ha evidenziato alcune forti limitazioni dell'approccio pseudostatico. In particolare, l'assunzione della diga come corpo rigido è palesemente in disaccordo con le indicazioni sperimentali in quanto differenti porzioni della massa potenzialmente instabile sono soggette ad un'accelerazione variabile lungo la verticale (moto non uniforme) e non vibrano in fase (moto asincrono). Inoltre il metodo non tiene conto della riduzione di resistenza e di rigidezza durante l'azione dinamica del sisma e non fornisce alcuna informazione sui potenziali spostamenti permanenti indotti dall'azione sismica. Bisogna anche considerare il carattere transitorio e ciclico del moto sismico per cui le azioni inerziali in realtà raggiungono i valori massimi in un breve intervallo temporale. Va infine ricordato che la scelta del coefficiente sismico orizzontale, che dovrebbe riflettere lo scuotimento sismico dell'intera massa instabile, non è operazione banale e una sua scelta razionale è fondamentale in quanto condiziona fortemente l'esito della verifica. L'applicazione, ad esempio, di un valore del coefficiente sismico orizzontale $k_h=k_{h,max}$ (cioè legato al valore di picco della storia temporale dell'accelerazione) risulterebbe troppo conservativa. In quest'ottica, la comunità scientifica ha recentemente investigato (Rampello et al., 2010; Biondi et al., 2011; Papadimitriou et al., 2014) la possibilità di effettuare una scelta più appropriata del coefficiente sismico da utilizzare nelle analisi pseudostatiche, direttamente correlabile allo spostamento ammissibile, introducendo in tale maniera i principi della progettazione prestazionale nel tradizionale approccio pseudostatico. In altre parole $k_h$ può essere correlato alla prestazione di un pendio attraverso gli spostamenti permanenti indotti dal sisma. Conseguentemente, diversi livelli di prestazione del pendio, e quindi di spostamenti attesi, possono essere associati a diversi valori del coefficiente sismico.

Newmark (1965), per superare alcuni limiti dell'approccio pesudostatico, propose un metodo basato sulla valutazione della risposta di un'opera in termini di spostamenti cumulati piuttosto che di fattore di sicurezza globale. Tali spostamenti sono poi confrontati con valori ritenuti ammissibili. Questa metodologia è in linea con le tendenze più recenti che prediligono nella progettazione ingegneristica l'impiego di un approccio di tipo prestazionale.

Nelle analisi dinamiche semplificate l'azione sismica è tipicamente definita mediante uno o più accelerogrammi. La massa potenzialmente instabile è assimilata ad un corpo rigido scorrevole su un piano inclinato, secondo lo schema originariamente proposto. Newmark immagina che lo scorrimento lungo il piano inclinato abbia inizio quando la storia temporale di accelerazione a(t) oltrepassa la soglia definita dall'accelerazione critica ($a_c$) e il moto si arresta quando la velocità relativa si annulla. L'accelerazione critica è quella per cui la relativa superficie di scorrimento si trova in condizioni di equilibrio limite ($F_S$=1). Newmark quindi propose di calcolare gli spostamenti per doppia integrazione dell'accelerazione relativa negli intervalli di tempo in cui l'accelerazione $a(t)>a_c$. La risposta del pendio è quindi valutata in termini di spostamenti permanenti cumulati. La determinazione dell'accelerazione critica (o del coefficiente sismico critico $kc=a_c/g$), è uno *step* fondamentale del metodo di Newmark, effettuato mediante una serie di analisi pseudostatiche.
Negli ultimi venti anni sono stati sviluppati modelli alla Newmark che consentono di rimuovere alcune delle ipotesi semplificative su cui si basa il metodo originario. Ad esempio, l'assunzione di comportamento rigido per la massa di terreno instabile costituisce uno dei principali limiti del metodo degli spostamenti originario. In letteratura sono attualmente disponibili metodi che possono portare in conto la variabilità spaziale dell'azione sismica all'interno del pendio, impiegando un accelerogramma equivalente che descrive la risposta sismica globale del volume di terreno potenzialmente instabile. Tali metodi si possono distinguere in "disaccoppiati" e "accoppiati".
Nei metodi "disaccoppiati" l'accelerogramma equivalente è calcolato dalle analisi di risposta locale, 1D o 2D, e successivamente utilizzato per ricavare gli spostamenti permanenti secondo il metodo originario di Newmark (Makdisi e Seed, 1978). L'accelerogramma equivalente può essere applicato in un solo punto, ad esempio nel baricentro del volume di terreno potenzialmente instabile, oppure in corrispondenza di altri punti ritenuti rappresentativi, in modo da pervenire a risultati più o meno conservativi. Nel primo caso si portano in conto soltanto gli effetti di amplificazione sismica ma si assume implicitamente che il moto sismico al baricentro sia rappresentativo del moto all'interno del volume di terreno instabile. Nel secondo caso, invece, si portano in conto sia gli effetti di amplificazione sismica sia quelli legati al moto asincrono della massa di terreno potenzialmente instabile, che possono condurre ad una riduzione delle azioni inerziali. Nei metodi "accoppiati" il calcolo degli spostamenti avviene contestualmente alla valutazione della risposta sismica locale. In questo caso, durante la simulazione dell'evento sismico, il raggiungimento istantaneo della resistenza lungo la superficie di scorrimento limita l'entità delle accelerazioni che possono essere trasmesse all'interno del volume di terreno instabile. Tra i modelli "accoppiati" è possibile citare quelli proposti da Kramer e Smith (1997), Rathje e Bray (1999 e 2000) e Ausilio et al. (2008). Poiché i metodi degli spostamenti, sia quello originario sia quelli modificati, accoppiati o disaccoppiati, fanno riferimento a meccanismi di collasso semplificati, lo spostamento cumulato calcolato deve considerarsi come una stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti reali, e quindi come un indice della prestazione sismica dell'opera.
I metodi dinamici avanzati comprendono un vasto campo di metodi che differiscono per la complessità e sofisticatezza delle analisi. Essi, a differenza dei metodi semplificati, consentono di ottenere informazioni rilevanti quali lo stato deformativo all'interno del corpo diga, la dipendenza dalle caratteristiche del moto sismico, l'efficacia di eventuali interventi per garantire le condizioni di sicurezza in caso di sisma, etc. Possono distinguersi in metodi in tensioni totali e in tensioni efficaci. Nei primi la risposta sismica di una diga di terra è analizzata senza modellare l'interazione tra le diverse fasi del terreno, il quale è schematizzato come un mezzo monofase equivalente. Il problema al contorno è governato dalle equazioni di

equilibrio dinamico, dalle condizioni di congruenza e dalla legge costitutiva del mezzo. Il comportamento non lineare del terreno è modellato mediante il metodo lineare equivalente e mediante metodi diretti di analisi non lineare. In quest'ultimo caso, possono essere implementare nei codici di calcolo leggi costitutive di varia complessità, dai semplici modelli isteretici non lineari ai più complessi modelli elastoplastici avanzati. Rispetto ai modelli lineari equivalenti, questi ultimi forniscono un'analisi più realistica della risposta dinamica delle dighe, specialmente per elevati livelli di intensità sismica.
I metodi in tensioni efficaci portano in conto la natura multifase del terreno e quindi, in linea di principio, consentono di ottenere una descrizione più realistica del comportamento di una diga a seguito di sollecitazioni sismiche. È possibile infatti modellare la generazione e la dissipazione delle pressioni interstiziali, e la conseguente riduzione di rigidezza e resistenza del materiale, e quindi è possibile una stima più accurata delle deformazioni permanenti sotto azioni sismiche. I metodi in tensioni efficaci possono essere suddivisi in due categorie: metodi "disaccoppiati" e metodi "rigorosi". Nei primi l'interazione tra le fasi è espressa attraverso una semplice correlazione empirica mentre nei secondi l'interazione è modellata in maniera più rigorosa, attraverso una modellazione numerica che descrive quantitativamente i fenomeni di interazione del mezzo bifase. I modelli costitutivi utilizzati sono generalmente avanzati, ad esempio quelli sviluppati nell'ambito della plasticità cinematica incrudente. Affinché l'analisi sia adeguatamente accurata, questi metodi esigono una conoscenza approfondita delle caratteristiche meccaniche del sistema diga-fondazione e la definizione di parametri di input dei modelli costitutivi abitualmente non ottenibili dalle prove standard di laboratorio.
A tale proposito Boulanger e Beaty (2016) evidenziano che il crescente uso di metodi di analisi dinamica avanzata per la verifica sismica delle dighe di materiali sciolti è accompagnato da qualche preoccupazione sulla ripetibilità dei risultati. Un interessante esempio in tal senso è fornito da Finn e Wu (2013) che riportano i risultati di analisi dinamiche di una diga di terra condotta con due differenti codici di calcolo in tensioni efficaci (VERSAT e FLAC). Il quadro deformativo calcolato per il contronucleo di monte dai due codici è abbastanza differente per alcuni degli input sismici selezionati, con conseguente difficoltà decisionale sul tipo di strategia da intraprendere per gli interventi di messa in sicurezza.

## 6. PROPRIETÀ DINAMICHE DEI MATERIALI DEL CORPO DIGA

Le caratteristiche di rigidezza e smorzamento dei materiali del corpo diga al variare del livello di deformazione di taglio sono tra i principali parametri di input delle analisi dinamiche. In particolare, è necessaria la conoscenza di:

a) profili della velocità delle onde di taglio Vs (o equivalentemente del modulo di taglio a piccole deformazioni $G_0=\rho Vs^2$) e delle onde di compressione Vp con la profondità;
b) variazione delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento con la deformazione di taglio, ovvero curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato ($G/G_0$- $\gamma$) e di incremento del rapporto di smorzamento (D-$\gamma$).

La letteratura, nazionale e internazionale, è ricca di dati sperimentali sul comportamento dinamico di terreni naturali e sui principali fattori di influenza. Di contro, i dati relativi ai materiali del corpo diga sono estremamente limitati, sia in sito sia in laboratorio. Per quanto riguarda la misura di Vs mediante prove in sito, nella pratica ingegneristica l'uso di prove geofisiche di tipo invasivo, quali *down-hole* (DH) e *cross-hole* (CH), è generalmente poco diffuso, soprattutto in campo internazionale, per i maggiori oneri economici relativi all'esecuzione del foro di sondaggio e per il timore di rischi associati all'esecuzione del foro.

Di conseguenza, largamente più diffuse sono le prove geofisiche non invasive (e.g., SASW, MASW), anche se il loro uso può essere fortemente limitato da sfavorevoli condizioni di prova legate alla geometria della diga (ad es., difficoltà di accessibilità in corrispondenza dei fianchi delle dighe). Inoltre l'applicabilità di tecniche non invasive alle dighe di terra è attualmente dibattuta (Park e Kishida, 2018a) in quanto l'assunzione di una geometria 2D con strati piani e paralleli nel procedimento di inversione è certamente poco realistica. Inoltre, nel caso di dighe zonate, i valori di velocità misurati nel nucleo mediante prove effettuate al coronamento sono influenzati dalle maggiori velocità dei materiali dei fianchi.
Per quanto riguarda le caratteristiche di rigidezza e smorzamento e la loro variazione con la deformazione di taglio, la scarsa disponibilità di dati sperimentali si riscontra sia per i materiali del nucleo, poiché il campionamento indisturbato nel nucleo è raramente effettuato, sia per quelli dei fianchi, poiché le dimensioni di tali materiali necessitano di prove su apparecchiature di grandi dimensioni, generalmente più costose e poco diffuse. Per questi motivi, la verifica sismica di dighe è stata generalmente effettuata utilizzando per i materiali del corpo diga correlazioni empiriche di letteratura. Per i materiali del nucleo, l'applicabilità delle relazioni empiriche relative ai terreni naturali a grana fina è peraltro tutta da verificare.
È sembrato quindi opportuno e utile raccogliere i dati sperimentali disponibili per alcune dighe italiane, seppur limitati, per evidenziare eventuali peculiarità di comportamento dei terreni compattati rispetto a quelli naturali e per confrontarli con le relazioni empiriche di letteratura. La Tabella 5 elenca le dighe zonate prese in esame e i relativi dati sperimentali disponibili. Nello specifico, i dati relativi alle dighe di Monte Marello sul F. Angitola, e di Montedoglio e San Pietro in Villa sul F. Tevere, sono a disposizione dello scrivente mentre sono stati reperiti in letteratura quelli riguardanti le dighe di Bilancino sul F. Sieve (Silvestri, 1991), Camastra, che sbarra un affluente del F. Basento (Pagano et al., 2008), e San Pietro sul F. Osento (Calabresi et al., 2004). Per la sola diga di Bilancino, le misure in sito e il prelievo dei campioni indisturbati nel nucleo sono stati effettuati durante la costruzione della diga, quando era stata raggiunta l'altezza di 15 m circa.

Tabella 5: Misure sperimentali effettuate nel nucleo di alcune dighe zonate italiane

| Diga | Periodo di costruzione | $H_{max}$ (m) | Misure in sito | Prove di laboratorio |
|---|---|---|---|---|
| Angitola (VV) | 1960-1966 | 28.8 (dx) | DH (dx) | DSDSS |
| | | 22.6 (sx) | SCPT (sx) | |
| Bilancino (FI) | 1988-1995 | 42 | SASW, DH | RC/TS |
| Camastra (PZ) | 1963-1964 | 54 | SDMT, SASW | - |
| Montedoglio (AR) | 1977-1986 | 64.3 | CH, HVSR | DSDSS |
| San Pietro in Villa (AR) | 1980-1993 | 6.30 | - | DSDSS |
| San Pietro (AV) | 1958-1964 | 49 | CH | RC |
| sx=diga in sinistra idraulica; dx=diga in destra idraulica; DSDSS=Taglio semplice ciclico con doppio provino; RC=Colonna Risonante; TS=Taglio torsionale | | | | |

## 6.1. Profili di velocità delle onde di taglio nei materiali del nucleo

### 6.1.1. Letteratura tecnica

In mancanza di dati sperimentali, la verifica sismica di dighe in altri paesi è stata generalmente effettuata facendo uso di correlazioni empiriche di letteratura. Ad esempio,

negli Stati Uniti sono ampiamente utilizzate relazioni che esprimono la dipendenza di $G_0$ dalla tensione efficace media di confinamento, secondo quanto proposto da Hardin (1978) e da Seed et al. (1984). In Giappone e Corea si fa invece generalmente riferimento alla relazione empirica di Sawada e Takahashi (1975) che fornisce una stima dei profili di velocità delle onde di taglio nel nucleo basata essenzialmente sull'elaborazione di registrazioni accelerometriche effettuate su alcune dighe giapponesi. Recentemente Park e Kishida (2018a) hanno presentato i risultati di uno studio basato sull'analisi statistica dei profili di Vs misurati nel nucleo di 21 dighe (ECRD) in Corea. Le dighe in questione sono state realizzate negli ultimi 50 anni, utilizzando moderne tecniche e procedure per la compattazione dei materiali. Gli Autori dispongono di misure di DH e MASW effettuate dal coronamento della diga. Il confronto tra le due tecniche di misura evidenzia che in generale il profilo di rigidezza nel nucleo desunto dalle prove DH è minore di quello relativo alle MASW. La differenza tra i due tipi di prova può essere attribuita al fatto che i profili di Vs, e quindi di rigidezza, desunti dalle MASW sono influenzati dalla geometria 3D della diga e dalla presenza dei materiali meno deformabili dei rinfianchi. È quindi sconsigliato l'utilizzo di prove MASW effettuate sul coronamento di dighe zonate per la determinazione dei profili di Vs nel nucleo. Gli Autori sviluppano inoltre una nuova espressione empirica basata su una tecnica avanzata di regressione dei dati sperimentali (*mixed random effects method*) per tener conto di possibili *bias* dei dati relativi alle tecniche di misura e all'ubicazione delle prove. In particolare gli Autori propongono una relazione tra Vs (e $G_0$) e la tensione verticale efficace.
In Figura 12a è illustrato il confronto tra la relazione di Sawada e Takahashi (indicata di seguito S&T), di cui sono riportati i limiti, superiore e inferiore, e quella di Park e Kishida (indicata di seguito P&K), riportata in termini di valor medio e valor medio $\pm\sigma$ (deviazione standard). In quest'ultimo caso, la stima di Vs è stata effettuata calcolando la tensione efficace verticale nominale, calcolata sulla base del peso proprio, nell'ipotesi di piezometrica a 5 m al di sotto del coronamento.
La relazione di S&T mostra un valore costante di Vs nei primi 5 m dal coronamento, seguito da un incremento di Vs con la profondità. Al contrario la relazione di P&K mostra una crescita di Vs con la profondità significativa soprattutto nei primi 5 m, seguita da un gradiente di crescita più moderato a profondità maggiori. Inoltre il campo di valori di Vs individuato da S&T si pone tra il valor medio e il valor medio $+\sigma$ della relazione di P&K, indicando quindi una possibile sovrastima della rigidezza del nucleo per la relazione di S&T.

### 6.1.2. Profili di Vs nei materiali del nucleo di dighe italiane

Come riportato in Tabella 5, le dighe prese in esame sono state sottoposte a prove geofisiche di tipo diverso. I profili di Vs sono riportati nella Figura 12b con riferimento alle sole prove invasive DH, CH, SDMT e SCPT. Per confronto, nello stesso grafico è anche diagrammata la relazione empirica di P&K. È interessante notare che, nonostante i diversi tipi di prove, gli andamenti misurati di Vs con la profondità sono sostanzialmente simili. In particolare, la rigidezza a piccole deformazioni è caratterizzata in tutti i casi da un modesto gradiente di crescita con la profondità; anche in prossimità del coronamento, i valori di Vs sono costanti o poco variabili con la profondità. Inoltre il campo individuato da tutte le prove definisce una fascia abbastanza ristretta, con valori di Vs compresi tra circa 200 e 300 m/s o poco superiore.
Questo comportamento osservato sperimentalmente può essere dovuto a diversi motivi. Una prima causa può essere attribuibile al modesto gradiente di variazione della tensione media efficace con la profondità. Questa circostanza è stata già osservata per la diga di Camastra da

Pagano et al. (2008). Gli Autori mostrano, mediante simulazione numerica degli stati tensionali in asse al nucleo, il modesto incremento della tensione verticale totale ascrivibile sia ai fenomeni di diffusione delle tensioni con la profondità dovuti alla forma trapezoidale della sezione trasversale sia alla migrazione tensionale dal nucleo ai rinfianchi prodotto dal contrasto di rigidezza tra i due materiali ("effetto arco").
Un'altra possibile causa è legata al fatto che il materiale del nucleo si trova perlopiù in uno stato di sovraconsolidazione. Infatti le azioni dovute alle operazioni di costipamento in fase di costruzione determinano, sul singolo strato di materiale, una tensione media di sovraconsolidazione che, in linea di principio, dovrebbe potersi considerare costante sul singolo strato. Ogni strato è poi soggetto all'azione dovuta al peso degli elementi di terreno sovrastanti e quindi ad un incremento di stato tensionale rispetto a quello iniziale. Ne deriva che mentre gli strati più superficiali del nucleo si trovano in uno stato di sovraconsolidazione indotta dal costipamento, è verosimile ipotizzare che quelli profondi possano invece trovarsi in uno stato di normalconsolidazione. La pressione di sovraconsolidazione dipende dalle modalità di costipamento, dal terreno e dal contenuto d'acqua di costipamento. Hunter e Fell (2003) riportano che tale pressione può variare tra circa 200 e 400 kPa per i materiali più propriamente argillosi mentre tra 700 e 1000 kPa per i materiali più sabbiosi (sabbie limose e sabbie argillose).
Infine, il confronto tra i dati sperimentali e la correlazione empirica di P&K mostra che, per i dati di dighe italiane, la correlazione empirica sovrastima la rigidezza media del materiale del nucleo.

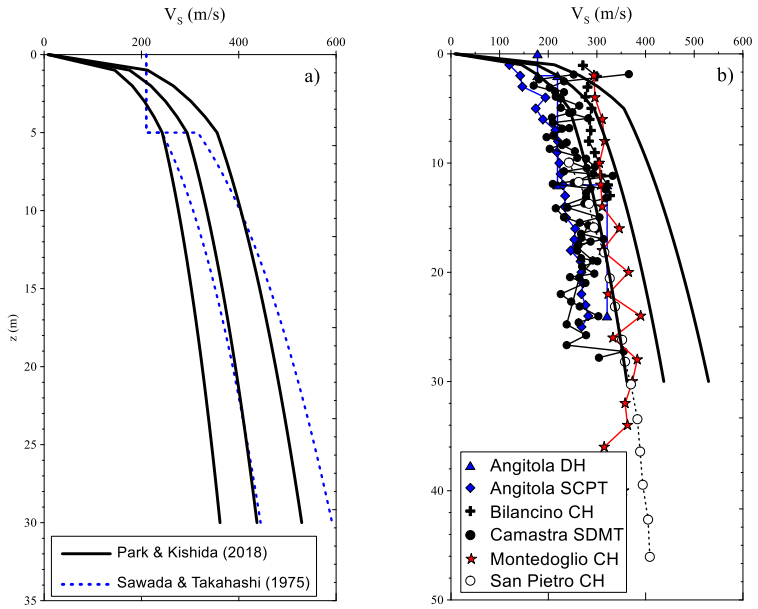



Figura 12: Profili di velocità delle onde di taglio Vs nei materiali del nucleo: a) relazioni empiriche di letteratura; b) confronto tra dati sperimentali e la correlazione empirica di Park e Kishida (2018a).

## 6.2. Curve $G/G_0$-$\gamma_c$ e D-$\gamma_c$ dei materiali del nucleo

### 6.2.1. Letteratura tecnica

Gli studi di letteratura sul comportamento dinamico a medie deformazioni dei materiali a grana fina saturi sono estremamente numerosi ed hanno consentito di delineare un quadro dei principali fattori di influenza (e.g., Vucetic e Dobry, 1991; Stokoe et al., 1995; Stokoe et al.,

1999). In sintesi, è stato evidenziato che la posizione delle curve di rigidezza normalizzata e del rapporto di smorzamento con la deformazione di taglio sono influenzate prevalentemente dalla composizione mineralogica e granulometrica dei terreni (i.e., indice di plasticità $I_P$) e dalla pressione efficace di confinamento (verticale $\sigma'_v$ o media $\sigma'_m$). Infatti, al crescere di $I_P$ le curve $G/G_0$-$\gamma$ si spostano verso destra e quelle D-$\gamma$ si spostano verso il basso. Anche l'incremento della pressione di confinamento si traduce in uno spostamento delle curve $G/G_0$-$\gamma$ verso destra e di quelle D-$\gamma$ verso il basso, anche se tale effetto si riduce al crescere di $I_P$ e diventa del tutto trascurabile per terreni di elevata plasticità (Lanzo et al., 1997). Questa dipendenza delle proprietà dinamiche dei terreni da $I_P$ e $\sigma'_m$ è evidente dalle ben note correlazioni empiriche di Vucetic e Dobry, che tengono conto soltanto della dipendenza da $I_P$, e da quelle di Darendeli (2001), che considerano contemporaneamente l'effetto di $I_P$ e $\sigma'_m$, oltre a quello di altri fattori secondari come il rapporto di sovraconsolidazione OCR.
Di contro, gli studi sperimentali disponibili sui materiali da nucleo sono estremamente limitati e, peraltro, le indicazioni sui principali fattori influenti sono a volte discordanti. Di conseguenza, esistono incertezze anche sulla possibilità di applicare le curve empiriche determinate per i terreni naturali a grana fina saturi ai materiali, parzialmente saturi o saturi, costituenti il nucleo di una diga. Di seguito si passano in rassegna gli studi sperimentali di laboratorio reperiti in letteratura con le principali indicazioni emerse.
Nello studio di d'Onofrio et al. (1995) sono effettuate prove di colonna risonante su una sabbia limosa e argillosa, addizionata con bentonite, da utilizzare per la costruzione del nucleo della diga di Castagnara sul F. Metramo. Sono stati preparati provini costipati all'ottimo con diversi contenuti di bentonite (tra 0.5 e 3%) mentre alcuni provini sono stati costipati in condizioni *wet* ($w=w_{opt}+2.5\%$). Dopo l'aggiunta di bentonite, i materiali presentano valori dell'indice di plasticità variabili tra circa 18 e 33. I provini sono stati saturati prima dell'applicazione del carico dinamico. I risultati delle prove mostrano che, sia per il materiale costipato all'ottimo sia per quello *wet*, la deformazione di soglia lineare è poco sensibile alla variazione della tensione di confinamento e al contenuto di bentonite, e quindi alla plasticità del materiale. Anche l'andamento delle curve $G/G_0$-$\gamma$ è scarsamente influenzato dalla plasticità del materiale, contrariamente a quanto risulta per i terreni naturali. Lo studio di Kallioglou et al. (2002) descrive i risultati sperimentali di prove di colonna risonante effettuate su materiale, di medio-bassa plasticità ($I_P$=5-18.1), da utilizzare per la costruzione del nucleo di una diga nel Nord della Grecia. I provini sono stati costipati all'ottimo Proctor e quindi sono stati saturati prima della prova dinamica. Le pressioni di consolidazione variano tra circa 90 e 230 kPa. I risultati mostrano un comportamento analogo a quello dei terreni naturali, con una dipendenza delle curve $G/G_0$-$\gamma$ e D-$\gamma$ dall'indice di plasticità e dalla tensione di confinamento, quest'ultima in maniera più marcata per i materiali a minore plasticità. Sono stati riscontrati elevati valori del fattore di smorzamento a basse livelli deformativi ($D_0$=2.1-9.8%), generalmente più elevati di quelli dei materiali naturali. Xenaki e Athanasopulos (2008) effettuano prove di colonna risonante e triassiali cicliche su un terreno ($I_P$=21) costipato da utilizzare per il nucleo di una diga zonata in Grecia. I provini sono stati preparati mediante costipazione a diversi valori del contenuto d'acqua prossimi all'ottimo, sul ramo *dry* ($w=w_{opt}-1\%$) o sul ramo *wet* ($w=w_{opt}+2\%$). La pressione di confinamento è stata variata in un campo abbastanza ampio ($\sigma'_0$=15-900 kPa). Gli Autori mostrano che sia l'influenza della pressione di confinamento sia quella del contenuto d'acqua rispetto all'ottimo sulle curve $G/G_0$-$\gamma$ e D-$\gamma$ è del tutto trascurabile. Il confronto delle curve sperimentali con le curve empiriche di Vucetic e Dobry è comunque soddisfacente.
Per quanto riguarda l'influenza della parziale saturazione sul comportamento dinamico dei terreni costipati alle medie deformazioni, Vinale et al. (1999) presentano i risultati di uno

studio sperimentale effettuato con un'apparecchiatura di colonna risonante a suzione controllata sui terreni costipati della diga di Castagnara sul F. Metramo. Gli Autori mostrano che le curve $G/G_0$-$\gamma$ e D-$\gamma$ dei campioni parzialmente saturi non sono influenzati dal contenuto dell'acqua di costipamento. Più recentemente Vassallo (2003), ha effettuato prove di colonna risonante a suzione controllata sulla sabbia limosa del F. Metramo, parzialmente satura, compattata all'ottimo Proctor. L'Autore, confrontando le curve relative allo stesso contenuto d'acqua di costipamento, non osserva un effetto della suzione sulla soglia di linearità $\gamma_l$. Questa circostanza è apparentemente in contrasto con quanto ci si aspetterebbe immaginando l'effetto dei menischi capillari sullo scheletro solido. In altre parole al crescere della suzione ci si aspetterebbe un'espansione della zona a comportamento lineare, analogamente a quanto accade nei terreni naturali saturi per effetto di un aumento della tensione media efficace. Questo risultato sperimentale è in accordo con i risultati sperimentali ottenuti da Santucci de Magistris (1996) sulla sabbia limosa del Metramo, che mostrano una scarsa influenza dello stato di confinamento sul comportamento meccanico, anche in condizioni di completa saturazione. Risultano infatti poco dipendenti dalla tensione media efficace non solo la soglia di linearità ma anche gli andamenti del fattore di smorzamento con il livello di deformazione di taglio e la soglia di deformazione volumetrica. Anche l'effetto della parziale saturazione e della pressione efficace di confinamento sulle curve $G/G_0$-$\gamma$ e D-$\gamma$ è trascurabile.
Tutti i dati sperimentali summenzionati si riferiscono a materiali costipati all'ottimo o in prossimità dell'ottimo da utilizzare come materiale da costruzione per il nucleo di dighe. Come già detto, invece, i risultati sperimentali di prove dinamiche su campioni indisturbati prelevati dal nucleo di dighe esistenti sono estremamente limitati. Silvestri (1991) riporta i risultati di prove di colonna risonante/taglio torsionale effettuate su campioni di materiale ($I_P$=17) prelevato dalla diga in costruzione del Bilancino. Le prove sono state condotte in due diversi stati di saturazione: a) su provini al contenuto d'acqua naturale; b) su provini saturati in cella mediante applicazione di contropressione. La pressione di confinamento è stata fatta variare in un campo ampio, compreso tra 100 e 800 kPa. I risultati sperimentali non evidenziano alcuna influenza significativa della tensione di confinamento, della storia tensionale o del grado di saturazione cui sono sottoposti i provini. Recentemente Park e Kishida (2018b) hanno condotto uno studio sperimentale su campioni indisturbati prelevati dal nucleo di 13 dighe zonate in Korea. Si tratta di 17 campioni indisturbati che sono stati sottoposti a prove di colonna risonante. L'indice di plasticità dei materiali varia generalmente tra 9.5 e 25 (un solo materiale ha $I_P$=50) mentre la pressione di confinamento varia tra 50 e 400 kPa. I provini sono stati testati al contenuto d'acqua in sito. I risultati dello studio mostrano che le curve $G/G_0$-$\gamma$ sperimentali sono generalmente più lineari di quelle della relazione empirica di Vucetic e Dobry (1991), a parità di caratteristiche di plasticità.

### 6.2.2. Curve $G/G_0$-$\gamma_c$ e D-$\gamma_c$ di materiali del nucleo di dighe italiane

È sembrato opportuno, analogamente a quanto fatto per i profili di Vs, esaminare i risultati sperimentali relativi alle curve di rigidezza normalizzata e smorzamento dei materiali costituenti il nucleo di dighe esistenti. Per le dighe riportate in Tabella 5 sono state effettuate prove cicliche/dinamiche su provini indisturbati. In Tabella 6 è riportato un quadro riepilogativo delle proprietà indice dei materiali sottoposti a prova. Si tratta di terreni di medio-bassa plasticità ($I_P$=14-29), molto consistenti ($I_C$=0.9-1.38). Dal punto di vista granulometrico i materiali testati sono essenzialmente limi con sabbia e argilla; la frazione

argillosa varia tra 23 e 36%. La tensione efficace di consolidazione (verticale $\sigma'_v$ o media $\sigma'_m$) varia tra 50 e 1500 kPa.

Tabella 6: Proprietà indice e parametri di stato dei materiali del nucleo sottoposti a prova

| Diga | Prof. (m) | $\gamma$ (kN/m$^3$) | w (%) | $e_0$ (-) | $w_L$ (%) | $I_P$ | CF (%) | $I_C$ (-) | $S_r$ (%) | Prova | $\sigma'_v$ o $\sigma'_m$ (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Angitola | 18.9 | 20.3 | 20.8 | 0.565 | 44 | 23 | 36 | 1.0 | 98.7 | DSDSS | 250-500 |
| Bilancino (UN) | 1.00 | 20.1 | 18 | 0.557 | 45 | 23 | 26 | 1.38 | 86.3 | RC/TS | 100-200-400-600-800 |
| Montedoglio | 4.70 | 20.2 | 23.3 | 0.629 | 55 | 29 | 35 | 1.09 | 1.0 | DSDSS | 95-200 |
| | 23.0 | 21.3 | 17.2 | 0.469 | 37 | 16 | 23 | 1.24 | 99.8 | | 430-800 |
| | 30.0 | 21.2 | 15.4 | 0.456 | 34 | 15 | 30 | 1.24 | 91.9 | | 500-1000-1500 |
| San Pietro in Villa | 3.00 | 20.4 | 19.4 | 0.56 | 39 | 15 | 28 | 1.30 | 94.5 | DSDSS | 50-100 |
| | 6.00 | 20.7 | 18.4 | 0.56 | 33 | 14 | 21 | 1.0 | 94.5 | DSDSS | 125-250 |
| San Pietro | 15.0 | 20.1 | 23 | - | 42.3 | 21.5 | 32 | 0.9 | - | RC/TS | 150-300 |

Nella Figura 13 sono diagrammate le curve $G/G_0$-$\gamma$ e D-$\gamma$ di tutti i materiali da nucleo indisturbati, riportati in Tabella 6, e quelle di letteratura dei materiali da nucleo costipati in laboratorio. Si nota che le curve dei materiali indisturbati individuano una fascia molto ristretta, sostanzialmente poco influenzata da $I_P$ nel campo di plasticità investigato. Anche l'influenza della pressione efficace di confinamento risulta modesta, nonostante l'ampio campo di tensioni investigato (50-1500 kPa). Queste osservazioni, in accordo con alcuni dei risultati sperimentali di letteratura sopra menzionati, mostrano quindi la scarsa influenza di $I_P$ e $\sigma'_m$ sulle curve di rigidezza e smorzamento dei materiali da nucleo, contrariamente a quanto accade per i terreni naturali. Al fine di trarre conclusioni di maggior generalità sulla risposta dei terreni compattati alle medie deformazioni, sarà necessario integrare i dati sperimentali disponibili, in numero alquanto limitato, con nuove osservazioni sperimentali.

Dalla Figura 13 è anche possibile effettuare il confronto tra le curve relative ai materiali costipati in laboratorio e quelle dei materiali indisturbati costipati in situ. La plasticità dei materiali costipati in laboratorio è medio-bassa ($I_P$=10-21), del tutto paragonabile a quella dei materiali indisturbati. Si nota chiaramente che le curve relative al materiale compattato in laboratorio si dispongono in una ristretta fascia alla sinistra di quella relativa al materiale indisturbato. Ciò è presumibilmente dovuto alle differenze tra l'azione del costipamento in laboratorio e quella in sito e quindi della struttura di un materiale compattato in laboratorio e quella di un materiale compattato in sito (e.g. Prapaharan et al., 1991). Inoltre, considerata l'età delle dighe prese in esame, sembrerebbe lecito ipotizzare che, per valori comparabili di contenuto d'acqua e densità secca, i materiali costipati in sito hanno sviluppato, rispetto a quelli di laboratorio, maggiori legami tra i costituenti argillosi dei materiali del nucleo (*ageing*) che ha determinato ad un'estensione della soglia di linearità e, in generale, minori capacità dissipative.

Il confronto con le relazioni empiriche di letteratura, definite per i terreni naturali a grana fina saturi, risulta conseguentemente non del tutto soddisfacente. Nella Figura 14 è illustrato il confronto tra le curve sperimentali e quelle di Vucetic e Dobry (1991) e Darendeli (2001), queste ultime calcolate per $I_P$=15 e $\sigma'_m$ pari a 100, 300 e 500 kPa. Le curve $G/G_0$-$\gamma$ derivanti dalle relazioni predittive si dispongono al di sotto di quelle sperimentali, fino a livelli di deformazione di taglio di 0.04%. In altre parole, i terreni compattati in sito manifestano un

decadimento della rigidezza, a parità di deformazione, decisamente minore di quello dei materiali naturali, e solo per deformazioni medio-alte ($\gamma \geq 0.05\%$) le curve dei materiali compattati si collocano all'interno del campo compreso tra $I_P$=15 e $I_P$=30 di Vucetic e Dobry. I dati sperimentali D-$\gamma$ sono caratterizzati da una dispersione relativamente maggiore rispetto a quelli della rigidezza. Analogamente alle curve $G/G_0$-$\gamma$, la soglia di linearità dello smorzamento dei materiali compattati in sito è più elevata di quella dei materiali naturali di simile plasticità; per deformazioni $\gamma$>0.04%, invece, i punti sperimentali sono in maggiore accordo con le curve dei terreni naturali, disponendosi i punti stessi all'interno della fascia compresa tra $I_P$=0 e $I_P$=30 di Vucetic e Dobry. Le curve semi-empiriche di Darendeli forniscono invece valori di smorzamento che si collocano al di sotto di quelle di Vucetic e Dobry, grosso modo in corrispondenza del limite inferiore dei dati sperimentali.

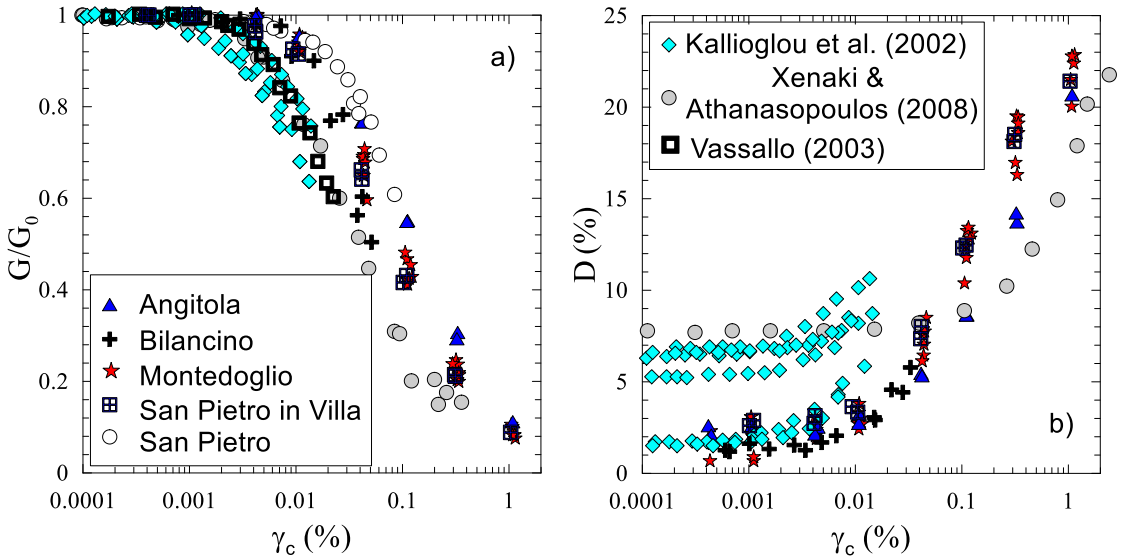



Figura 13: Dati sperimentali relativi al decadimento della rigidezza normalizzata (a) e all'incremento del rapporto di smorzamento (b) dei materiali da nucleo.

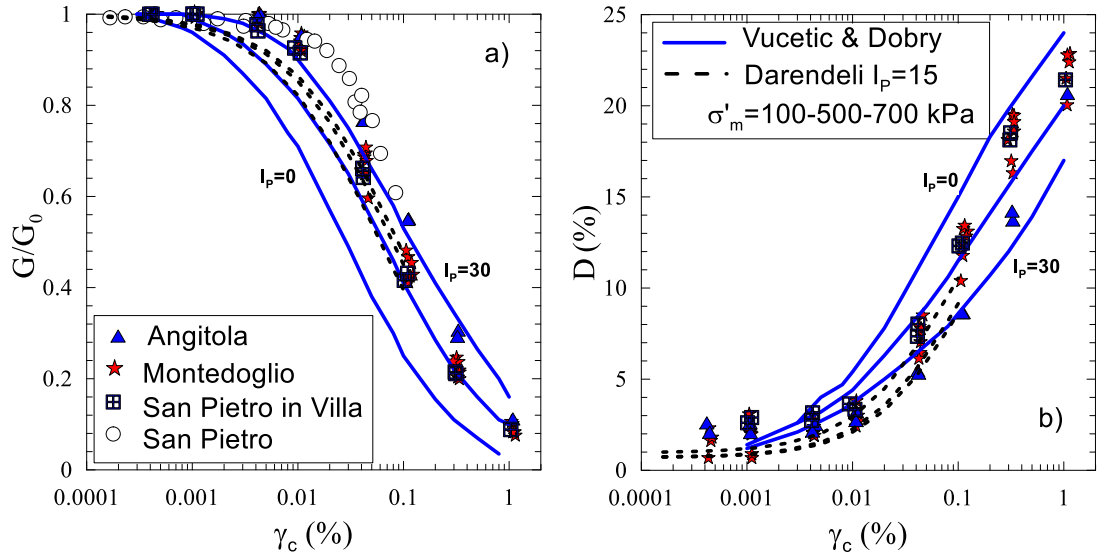



Figura 14: Confronto tra i dati sperimentali di rigidezza normalizzata (a) e rapporto di smorzamento (b) dei materiali da nucleo con due relazioni predittive di letteratura.

# 7. IL CASO DI STUDIO DELLA DIGA DI MONTEDOGLIO (AR)

## 7.1. Descrizione della diga

La diga di Montedoglio (AR) sul F. Tevere è uno sbarramento in materiali sciolti, con nucleo in terra, realizzato negli anni 1977-1986. In corrispondenza della sezione maestra l'altezza dell'opera è di 64.30 m (D.M. 24/03/1982) mentre la lunghezza del coronamento è 566 m. Il volume massimo d'invaso è $153 \cdot 10^6$ $m^3$, destinato essenzialmente ai fabbisogni idrici per uso irriguo. La diga è formata da un nucleo centrale ad asse verticale e due rinfianchi di materiale alluvionale. Il nucleo è costituito da materiali limo-argillosi di bassa plasticità mentre i fianchi sono prevalentemente ghiaie e sabbie del fondovalle del F. Tevere. I fianchi poggiano su terreni alluvionali meccanicamente costipati mentre il nucleo è fondato direttamente sulla formazione rocciosa di base costituita dal complesso delle ofioliti (Figura 15).

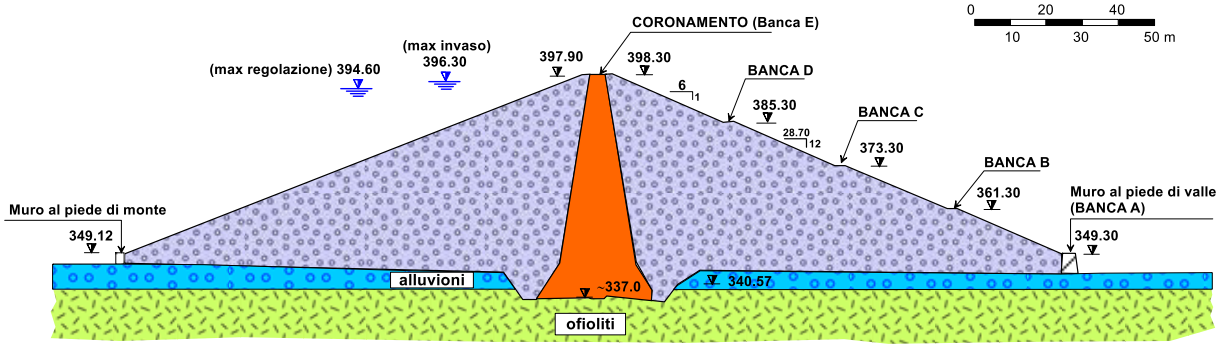



Figura 15: Sezione maestra della diga di Montedoglio (AR) sul F. Tevere.

## 7.2. Caratterizzazione geotecnica e dati di monitoraggio

La costruzione del modello di calcolo è stata effettuata sulla base della documentazione disponibile (Progetto Esecutivo, Atti di Collaudo, etc.) che ha consentito di definire la geometria del sistema diga-fondazione e un modello geotecnico preliminare. In particolare, la caratterizzazione geotecnica dei materiali della diga e dei terreni di fondazione è stata effettuata in base ai numerosi risultati delle indagini e prove effettuate nell'arco di tempo compreso tra il 1977 (data di consegna dei lavori) e il 1995 (collaudo della diga). Nel 2013, nell'ambito dello studio di rivalutazione della sicurezza della diga in condizioni sismiche, è stata predisposta una campagna di indagini integrative. Questa campagna è stata finalizzata da un lato a confermare o integrare i parametri geotecnici definiti sulla base dei dati pregressi, e dall'altro a caratterizzare il comportamento dinamico di terreni e rocce, per i quali i dati disponibili erano estremamente limitati. Specificatamente, la campagna di indagine del 2013 ha previsto: i) l'esecuzione di 2 prove *cross-hole*, nel nucleo e nel fianco di valle; ii) l'esecuzione di un profilo di sismica a rifrazione sul contronucleo di valle; iii) il prelievo di campioni indisturbati nel nucleo e rimaneggiati nel contronucleo per l'esecuzione di prove standard e in condizioni dinamiche/cicliche; iv) misure di sismica passiva a stazione singola per la stima della frequenza fondamentale di vibrazione della diga. In Figura 16 sono riportati i profili di Vs ottenuti dalle prove CH nel nucleo e nel fianco di monte.

Il modello geotecnico del sistema diga-terreni di fondazione definito sulla base dei dati disponibili è stato sottoposto a validazione sulla base delle misure di monitoraggio. A tale proposito è importante sottolineare che la disponibilità di dati di monitoraggio di elevata qualità è un prerequisito importante per gli studi di calibrazione. In particolare, sia i dati

assestimetrici per la misura degli spostamenti verticali in fase di costruzione sia le misure piezometriche durante il riempimento del serbatoio consentono di affinare il modello di calcolo, "tarando" opportunamente alcuni parametri geotecnici al fine di riprodurre adeguatamente le misure.

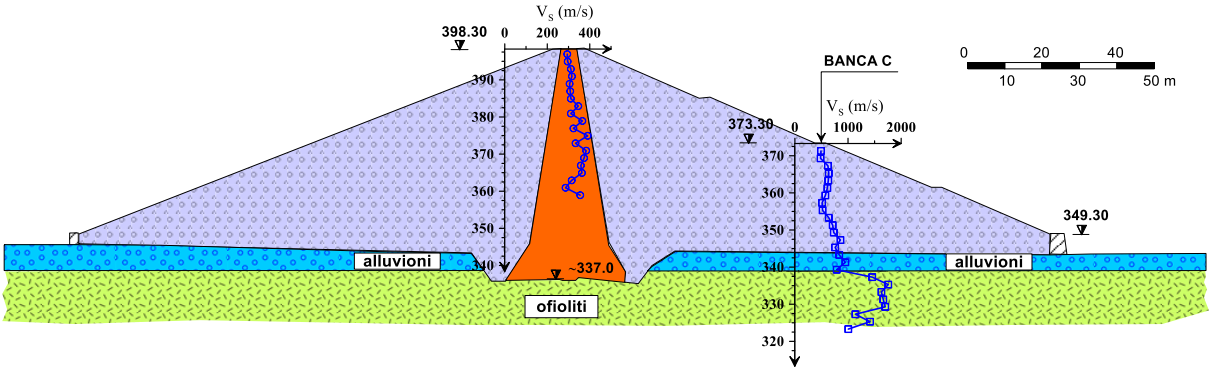



Figura 16: Profili di velocità delle onde di taglio Vs da prove CH nel nucleo e nel fianco di monte.

## 7.3. Geometria del modello di calcolo e fasi dello studio numerico

Le analisi numeriche sono state condotte sulla sezione maestra della diga con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Itasca, 2011). Nel modello di calcolo, si è scelto di distinguere solo due zone all'interno della diga, il nucleo e i fianchi, comprendendo in quest'ultimo anche filtri e drenaggi. Questa scelta ha consentito di semplificare notevolmente il modello introducendo approssimazioni senz'altro accettabili dal punto di vista pratico, essendo le zone in questione costituite da materiali di proprietà fisico-meccaniche simili.
La *mesh* del modello di calcolo è illustrata in Figura 17. Gli elementi hanno dimensioni uniformi per tutti i materiali, con altezza compresa tra 1 e 1,5 m ed un *aspect ratio* (rapporto tra larghezza e altezza degli elementi) pressoché unitario. Le dimensioni degli elementi sono state scelte in modo da rispettare le condizioni di accuratezza in accordo con Kuhlemeyer and Lysmer (1973), cioè pari a 1/(6-8) della minima lunghezza d'onda, funzione della frequenza massima di interesse (pari a 15 Hz) e della rigidezza al taglio dei materiali. Per minimizzare gli effetti di bordo, nonostante i lati e il limite inferiore della *mesh* siano assorbenti, il confine inferiore della *mesh* è stato esteso di circa 60 m a partire dalla base della diga mentre i confini laterali sono stati posti a 150 m dal piede della diga.
Le analisi numeriche sono state eseguite secondo le seguenti fasi:

a) simulazione della costruzione della diga e calibrazione dei parametri di rigidezza sulla base delle misure assestimetriche;
b) simulazione del riempimento dell'invaso fino alla quota di massima regolazione (394.6 m s.l.m.) e calibrazione sulla base delle misure piezometriche;
c) calcolo della frequenza di risonanza della diga in campo lineare e calibrazione del modello dinamico;
d) analisi non lineare della risposta dinamica della diga per le sollecitazioni previste per gli stati limite SLD e SLC;
e) analisi agli spostamenti (Newmark modificato) e confronto con i risultati delle analisi dinamiche complete.

Lo scopo principale della simulazione del processo di costruzione e di quello di riempimento dell'invaso, condotte nei primi due *step*, è stato quello di riprodurre correttamente lo stato di tensione nei terreni del corpo diga e in quelli di fondazione prima dell'applicazione delle

sollecitazioni sismiche. Ciò fatto, mantenendo lo stato tensionale calcolato nei primi due *step*, si è proceduto all'aggiornamento dei moduli dinamici da valori "operativi" in campo statico a quelli corrispondenti alle basse deformazioni. I risultati delle simulazioni numeriche, per le varie fasi, sono illustrati più in dettaglio nei paragrafi seguenti.

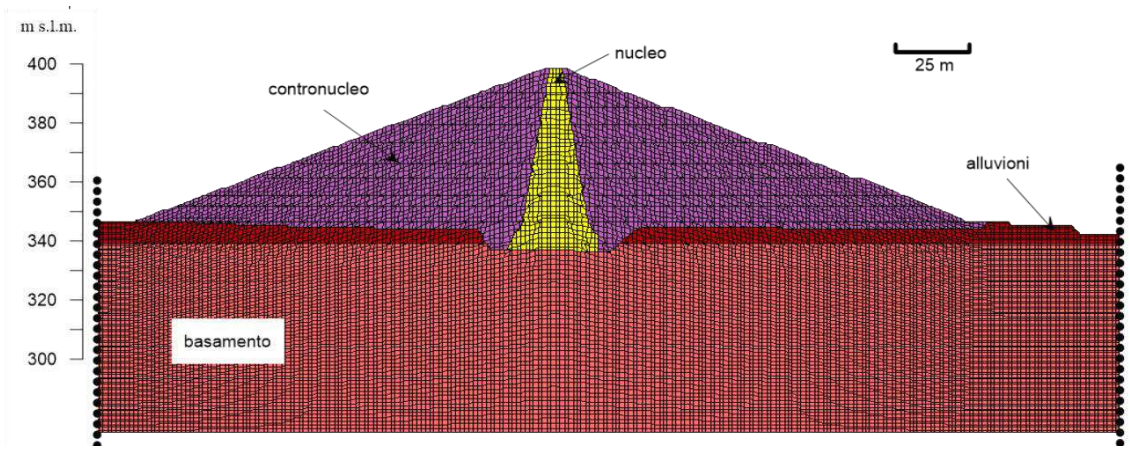



Figura 17: *Mesh* della sezione maestra della diga di Montedoglio utilizzata per le analisi numeriche

## 7.4. Analisi statica: simulazione della costruzione della diga e del riempimento dell'invaso

Nella fase di calcolo statica, necessaria alla ricostruzione dello stato tensionale legato alle azioni gravitative, le condizioni al contorno prevedono il vincolo degli spostamenti orizzontali lungo i lati verticali della griglia ed il vincolo di entrambe le componenti di spostamento sulla base. La costruzione della diga è stata simulata mediante l'applicazione progressiva di 10 strati orizzontali, ciascuno di spessore pari a 6 m, fino al raggiungimento dell'altezza finale. La superficie libera della falda idrica è stata imposta a quota 346 m s.l.m. (nelle alluvioni) e l'analisi è stata effettuata in condizioni drenate. La scelta dei valori "operativi" in campo statico dei parametri elastici (E' e ν') è stata ottenuta dall'analisi a ritroso delle misure di cedimento effettuate durante la costruzione della diga. In pratica, sono stati ricercati quei valori di rigidezza tali da riprodurre numericamente, in termini di profili assestimetrici, il comportamento della diga osservato durante la sua costruzione. Nelle analisi è stato assunto un valore di rigidezza costante con la profondità sia per il materiale del nucleo sia per quello dei fianchi. I *contours* degli spostamenti verticali sono riportati in Figura 18. Essi mostrano che il cedimento della diga è massimo in asse nucleo, a metà altezza del corpo diga, ed è compreso tra 80 e 90 cm, in soddisfacente accordo con quello misurato che è di circa 70 cm.
Al termine della fase di costruzione del rilevato, è stato simulato il riempimento dell'invaso fino alla quota di massima regolazione (394.6 m s.l.m.). Le pressioni dell'acqua dovute all'invaso sono state applicate idrostaticamente in tutto il contronucleo di monte e sul fondo del serbatoio. A questo punto è stato modellato il processo di filtrazione a superficie libera, in regime stazionario, nel corpo diga e nei terreni di fondazione. Data la differenza di permeabilità tra i materiali dei fianchi e quelli costituenti il nucleo (Tabella 7), il dominio di filtrazione è stato limitato in effetti al nucleo e al fianco di valle. L'attendibilità dell'analisi di filtrazione è stata valutata confrontando le misure piezometriche disponibili nel nucleo in corrispondenza della quota di invaso prossima alla massima regolazione con le altezze piezometriche calcolate. Lo scostamento tra valori misurati e calcolati, contenuto nell'ambito di pochi metri, indica quindi la sostanziale attendibilità delle analisi effettuate.

Successivamente è stata eseguita un'analisi meccanica, considerando la distribuzione delle pressioni interstiziali ricavata dalla precedente analisi di filtrazione e la pressione esercitata dall'invaso. Nota la distribuzione delle pressioni interstiziali, si è proceduto al calcolo dello stato tensionale efficace. Dalla Figura 19, che rappresenta lo stato di tensione efficace verticale della diga a fine invaso e dopo l'analisi meccanica, si nota che la tensione verticale all'interno del fianco di monte raggiunge un valore massimo di circa 700 kPa, mentre nel fianco di valle il massimo valore raggiunto è di circa 1300 kPa. Questi valori massimi sono raggiunti nella parte più interna del corpo diga, a contatto con il nucleo, dove sono maggiori gli spessori del materiale sovrastante. La differenza di stato tensionale tra monte e valle è dovuta alla distribuzione di pressioni interstiziali associate all'invaso.
I parametri del modello geotecnico del sistema diga-fondazione dopo le fasi di calibrazione in campo statico sono sintetizzati in Tabella 7.

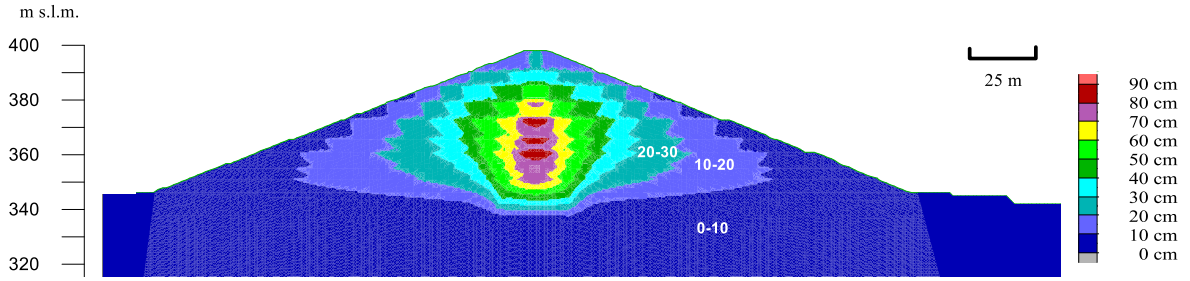


Figura 18: *Contours* degli spostamenti verticali calcolati a fine costruzione

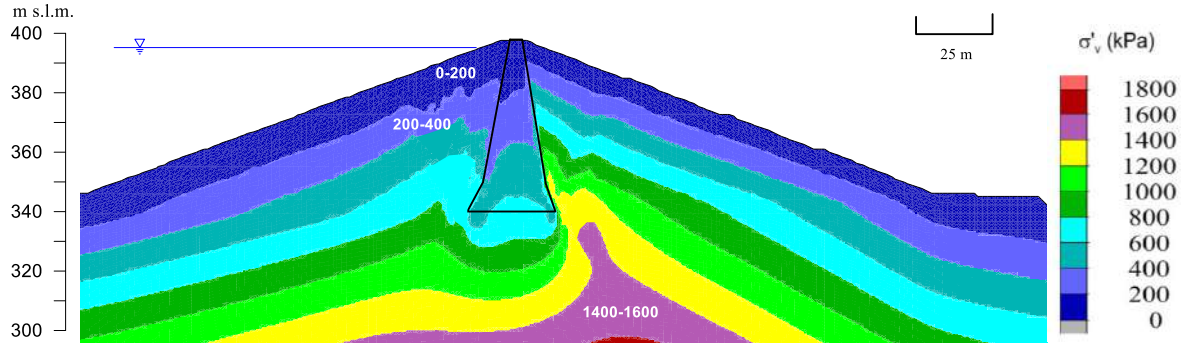


Figura 19: *Contours* delle tensioni verticali efficaci con l'invaso alla quota di massima regolazione

Tabella 7: Parametri geotecnici utilizzati per le analisi statiche e dinamiche della diga

| Proprietà | Nucleo | Fianchi | Alluvioni | Basamento |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_{sat}$ (kN/m$^3$) | 20.7 | 25 | 22 | 25 |
| $\gamma$ (kN/m$^3$) | 20.7 | 24.2 | 22 | 25 |
| k (m/s) | $3\cdot10^{-10}$ | $3\cdot10^{-5}$ | $3\cdot10^{-5}$ | $3\cdot10^{-10}$ |
| c' (kPa) | 10 | 0 | 0 | - |
| $\varphi'$ (°) | 25 | 40 | 40 | - |
| E' (MPa) | 10 | 50 | 40 | 12550 |
| $\nu'$ (-) | 0.25 | 0.25 | 0.30 | 0.35 |
| $G_0$ (MPa) | $140+19.89\,z^{0.58}$ | $92(p')^{0.45}$ | 1450 | 4650 |

## 7.5. Analisi dinamica

### 7.5.1. Scelta dell'input sismico

La metodologia seguita per la selezione degli accelerogrammi naturali ha compreso i seguenti passi (Scasserra et al., 2014; Lanzo et al., 2015):

a) pre-selezione degli accelerogrammi dalle banche dati ITACA (http://itaca.mi.ingv.it/) e PEER (http://peer.berkeley.edu/) sulla base della coppia M-d ottenuta da uno studio sismotettonico del sito;
b) calcolo per ciascuna registrazione del parametro $D_{rms}$ (Pagliaroli e Lanzo, 2008), nel campo di periodi di interesse (0.1-0.5s), e del fattore di scala FS in termini di PGA;
c) individuazione di un sottoinsieme di segnali sulla base di valori di soglia di $D_{rms}$ e FS scelti in modo da garantire una adeguata numerosità del campione;
d) scelta di 7 segnali accelerometrici a partire dal sottoinsieme di cui al punto precedente sulla base di ulteriori criteri di selezione (i.e., intensità di Arias e durata);
e) calcolo dello spettro medio dei 7 segnali selezionati al punto precedente e variazione del fattore di scala FS (entro un massimo del 10% rispetto al valore iniziale) fino al raggiungimento delle condizioni di compatibilità con lo spettro obiettivo (*target*) di normativa su sottosuolo rigido, per l'intervallo di periodi d'interesse.

L'azione sismica è stata valutata con riferimento allo Stato Limite di Collasso (SLC) con tempo di ritorno $T_R$=1460 anni, e allo Stato Limite di Danno (SLD) con $T_R$=75 anni. Nel seguito si fa riferimento unicamente alle verifiche allo SLC. Per tale stato limite, rappresentativo di terremoti di elevata energia, al punto a) è stata individuata la coppia $M_w$= 6.0-6.6 / d= 0-25 km. Per quanto concerne il punto b), si è scelto di assumere $D_{rms}$<0.14 e FS<3.5 per lo stato limite SLC, che ha portato a selezionare il sottoinsieme di accelerogrammi illustrato in Figura 20a, costituito da 18 accelerogrammi. A partire da questo sottoinsieme, al fine di arrivare alla scelta definitiva di un *set* di 7 segnali, sono stati adottati ulteriori criteri di selezione basati sulle seguenti accortezze: i) evitare la presenza delle due componenti di una stessa registrazione; ii) evitare la presenza di più registrazioni relative ad una stessa stazione o ad uno stesso terremoto; iii) controllo sulla durata significativa ($d_s$) dei segnali.
Con riferimento al punto iii), è stata applicata la relazione di attenuazione di Bommer et al. (2009) per ricavare i valori della durata significativa di segnali accelerometrici relativi a eventi di data magnitudo (Mw=6.0-6.5) e distanza (d=5-25 km). In questo campo di valori la durata significativa varia tra circa 5 e 10 s. Sono state così escluse alcune registrazioni che presentavano valori di durata eccessivamente lunga rispetto al campo individuato dalla legge di attenuazione. Ad esempio, in Figura 20b è illustrato l'andamento del fattore di scala FS in funzione della durata significativa dei segnali accelerometrici. Come si può notare, la maggior parte dei segnali accelerometrici ha durata compresa tra circa 4 e 13 s, in ottimo accordo con la durata significativa calcolata con la relazione di attenuazione. Tuttavia i due accelerogrammi di Cerro Prieto, caratterizzati da un basso fattore di scala e per questo inizialmente selezionati, sono stati successivamente scartati in quanto caratterizzati da valori di durata eccessivamente elevata (tra 30 e 35 s). Applicando i criteri summenzionati, ne è derivata la selezione dei segnali riportati in Tabella 8.
La verifica della compatibilità spettrale è stata valutata soltanto per la componente orizzontale del moto. Si è verificato che lo spettro medio dei segnali selezionati fosse sovrapponibile a quello obiettivo (*target*), con particolare attenzione all'intervallo di periodo in cui ricade il periodo fondamentale della diga che, in campo lineare, è intorno a 0.3 s (cfr. § 7.5.2).

Ogni segnale accelerometrico è stato scalato in ampiezza al valore dell'accelerazione di picco (riferita a sottosuolo rigido) desunto dalla normativa per il relativo tempo di ritorno. Si è applicato il criterio che la media degli spettri selezionati non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alle ordinate dello spettro di riferimento nel campo di periodi di interesse. Per rispettare pienamente tale condizione, si è reso necessario incrementare del 10% i fattori di scala da applicare agli accelerogrammi. I valori dei fattori di scala utilizzati sono riportati nella Tabella 8.

Poiché le analisi dinamiche complete sono state eseguite applicando anche la componente verticale, sono stati poi selezionati i segnali verticali corrispondenti a ciascuna registrazione orizzontale; tale scelta è stata fatta per mantenere una corretta correlazione temporale tra le due componenti del moto. Per ciascuna componente verticale è stato assunto lo stesso fattore di scala applicato alla relativa componente orizzontale. I confronti tra spettri di normativa e spettri medi calcolati sono riportati in Figura 21a e 21b, rispettivamente per la componente orizzontale e verticale.

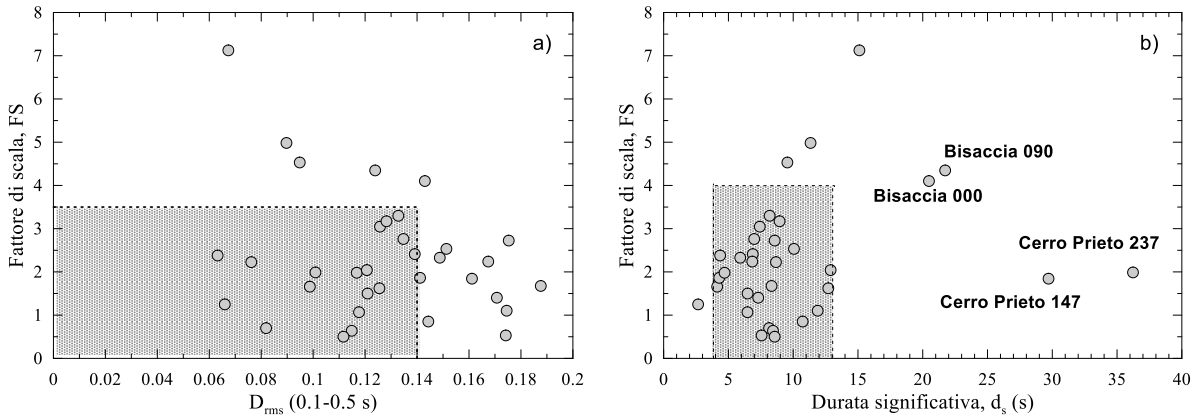



Figura 20: Accelerogrammi selezionati sulla base del *range* di valori di magnitudo e distanza: a) fattore di scala FS vs. $D_{rms}$; b) fattore di scala FS vs. durata significativa $d_s$

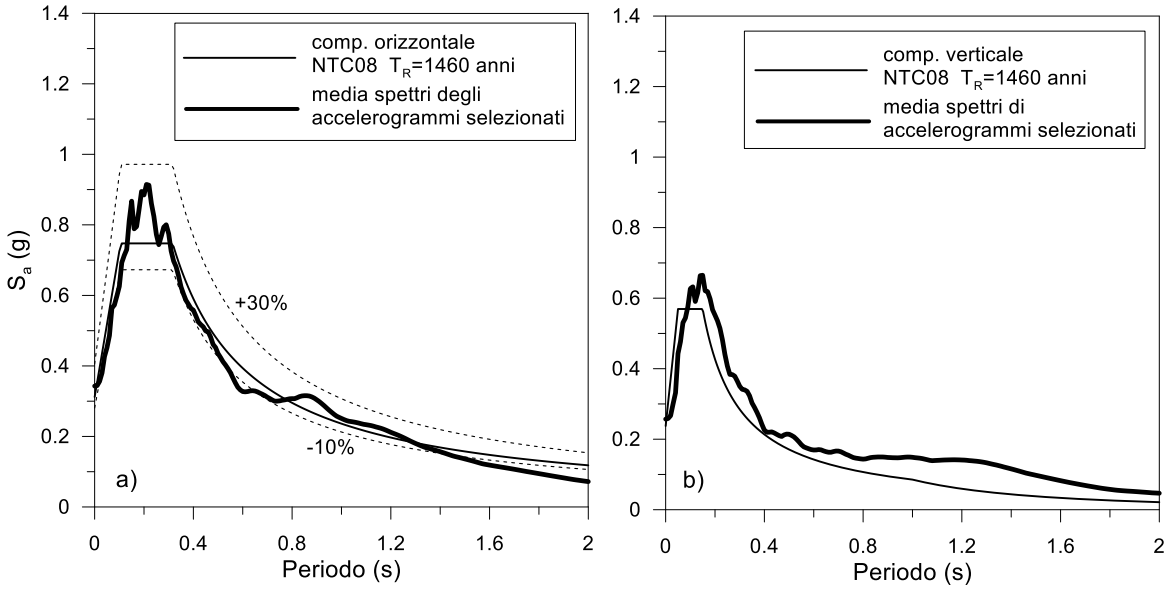



Figura 21: Confronto fra lo spettro medio e lo spettro di riferimento NTC08 per lo stato limite SLC: a) componente orizzontale del moto (linee tratteggiate -10%/+30% rispetto alle ordinate dello spettro di riferimento); b) componente verticale.

Tabella 8: Principali caratteristiche degli accelerogrammi selezionati per lo Stato Limite SLC.

| # | Evento | Data | M | Stazione | d (km) | Cat. NTC18 | Comp. | PGA (g) | FS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Friuli | 15/09/1976 | 6.0[(a)] | San Rocco | 16.4 | A | NS | 0.131 | 2.62 |
| 2 | Umbria-Marche | 26/09/1997 | 6.0[(a)] | Assisi | 21.4 | A | EW | 0.188 | 1.82 |
| 3 | L'Aquila | 06/04/2009 | 6.3[(a)] | AQG | 4.3 | B* | EW | 0.446 | 0.77 |
| 4 | San Fernando | 09/02/1971 | 6.6[(b)] | Lake Hughes #4 | 6.6 | A | 111 | 0.192 | 1.78 |
| 5 | Morgan Hill | 24/04/1984 | 6.1[(b)] | Gilroy Array #6 | 11.8 | B* | 090 | 0.292 | 1.17 |
| 6 | Morgan Hill | 24/04/1984 | 6.1[(b)] | Gilroy Gavilan | 16.2 | B* | 337 | 0.095 | 3.63 |
| 7 | Kozani | 13/05/1995 | 6.5[(a)] | Kozani Pref. | 17.0 | A | Y | 0.140 | 2.45 |
| (a) magnitudo momento (Mw); (b) magnitudo onde superficiali (Ms); * $V_{S,30}$>600 m/s | | | | | | | | | |

## 7.5.2. Modello di calcolo

Il modello di calcolo, già descritto in campo statico, è stato utilizzato con alcune modifiche per le analisi dinamiche. Prima dell'applicazione dell'azione sismica, sono state aggiornate le caratteristiche di rigidezza dei materiali. Infatti i valori adottati nelle precedenti simulazioni statiche possono essere considerati come moduli "operativi" riferiti a livelli di deformazione decisamente più elevati di quelli indotti dalle azioni sismiche. I parametri di rigidezza sono stati quindi aggiornati con i valori alle piccole deformazioni. Ai materiali del nucleo è stata assegnato un modulo di taglio $G_0$ variabile con la profondità, secondo la relazione riportata in Tabella 7 e calibrata sulla prova *cross-hole* eseguita sul coronamento della diga; per i fianchi si è assegnata una relazione variabile con la tensione media efficace p', anch'essa riportata in Tabella 7 e calibrata sulla base dei risultati della prova *cross-hole*. Per le alluvioni e il basamento sono invece stati adottati valori costanti dei moduli a basse deformazioni.
Il comportamento non lineare ed isteretico è stato modellato assimilando i materiali del corpo diga e i terreni alluvionali di fondazione a mezzi elasto-plastici perfetti con criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il legame costitutivo utilizzato è il modello di smorzamento isteretico (*hysteretic damping*), disponibile nella libreria di FLAC. I parametri del modello isteretico sono stati tarati in modo da riprodurre le curve di decadimento del modulo di taglio e di incremento del fattore di smorzamento dei materiali *(sigmoidal4)*. Queste ultime sono state ottenute mediante prove di taglio semplice ciclico per i materiali del nucleo (cfr. § 6.2.2), mentre per i fianchi e le alluvioni si è fatto riferimento alle curve di letteratura di Rollins et al. (1998). Per i materiali della diga e per le alluvioni è stata altresì aggiunta una aliquota di smorzamento alla Rayleigh pari a 0.3% per modellare il comportamento dissipativo alle basse deformazioni dove il modello di smorzamento isteretico restituisce uno smorzamento nullo. La frequenza centrale di controllo è stata assunta pari a 3 Hz, prossima alla frequenza di vibrazione della diga. I terreni costituenti il basamento ofiolitico sono stati schematizzati come mezzi visco-elastici lineari introducendo unicamente una piccola aliquota di smorzamento di Rayleigh (0.3%).
Lungo tutti i contorni del modello sono state imposte condizioni al contorno di tipo assorbente dimodoché la maggior parte dell'energia riflessa internamente dal modello viene assorbita dai contorni simulando la dispersione verso l'infinito (*radiation damping*). Sulla base sono aapplicati i *quiet boundaries*, costituiti da smorzatori viscosi attaccati alla griglia ed agenti in direzione normale e tangenziale al contorno stesso. Sui contorni laterali sono state assunte condizioni di *free-field*, in modo da simulare la condizione di mezzo infinitamente esteso in direzione orizzontale. In altre parole, i bordi laterali della *mesh* sono affiancati da una colonna di elementi in cui viene imposto il moto di tipo unidimensionale, che si verificherebbe solo per superficie piana a grande distanza, nelle cosiddette condizioni di campo libero.

La sollecitazione di input è applicata alla base della *mesh* sotto forma di onde di taglio SV (componente orizzontale) e P (componente verticale), incidenti verticalmente. Per simulare correttamente la base elastica attraverso i *quiet boundaries*, occorre applicare al contorno inferiore della *mesh* una storia temporale di tensioni. A tal fine gli accelerogrammi naturali devono essere integrati per ottenere una storia temporale di velocità, e questa infine deve essere convertita in una storia temporale di tensioni tangenziali, per la componente orizzontale del moto, e di tensioni normali per quella verticale. Inoltre, gli accelerogrammi sono stati filtrati, effettuando un taglio alle frequenze maggiori di 15 Hz. Questa operazione, comunque, non ha prodotto un cambiamento significato del contenuto energetico dei segnali sismici.
Al fine di validare il modello dinamico, in campo lineare, si è proceduto preliminarmente all'analisi della risposta della diga ad un segnale tipo *Ricker wavelet* di durata 0.8 s, ampiezza massima 0.05g e frequenza centrale 4Hz, caratterizzata da un contenuto energetico apprezzabile nel campo 1-8 Hz contenente la frequenza fondamentale ($f_0$) della diga stimata con misure di rumore ambientale. E' stata quindi calcolata la funzione di trasferimento tra il basamento e il coronamento della diga per valutare la frequenza fondamentale di vibrazione dell'opera (Figura 21). Le analisi hanno fornito $f_0$=3.2 Hz in perfetto accordo con quanto evidenziato dalle misure di rumore ambientale dimostrando quindi l'attendibilità della caratterizzazione dinamica dei materiali del corpo diga.

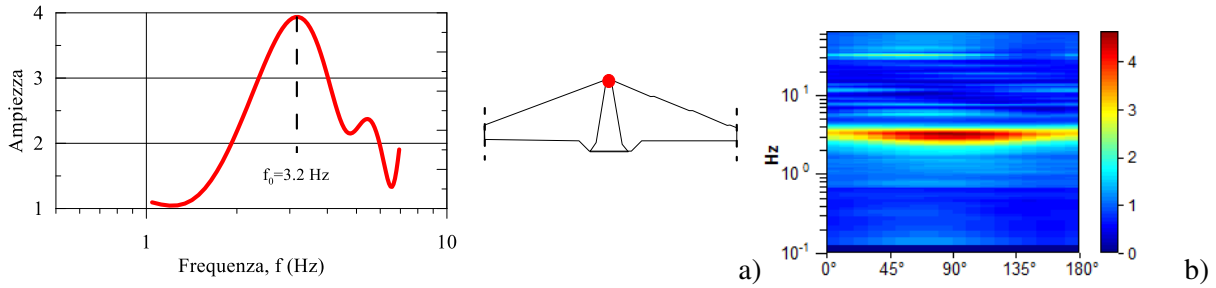



Figura 21. Funzione di trasferimento calcolata in cresta (a) e diagramma H/V polare da misura di vibrazione ambientale in cresta; azimut in ascisse misurato rispetto asse longitudinale della diga (b).

### 7.5.3. Risultati delle analisi numeriche

Alcuni risultati rappresentativi delle analisi dinamiche complete sono illustrati nel seguito. In Figura 22a sono riportati i profili di accelerazione massima in direzione orizzontale calcolati in asse alla diga per i 7 segnali accelerometrici selezionati per lo SLC. L'accelerazione al contatto tra basamento e nucleo vale mediamente 0.22g, cresce poi gradualmente lungo l'asse della diga fino ad un valore medio di 0.54g al coronamento, cui corrisponde un valore medio del fattore di amplificazione pari a 2.5.
In Figura 22b sono riportati i profili di spostamento orizzontale residuo in asse diga per tutti i segnali di input. Lo spostamento residuo calcolato alla fine dell'analisi dinamica rappresenta il risultato delle deformazioni permanenti avvenute nel corpo diga in seguito a plasticizzazioni. Gli spostamenti orizzontali permanenti si concentrano nelle zone più superficiali del corpo diga, nella parte più alta del nucleo e del fianco di monte, con valori massimi di circa 2 cm per il segnale AQG e superiori a 20 cm nel caso di Gilroy#6 (Figura 22c). I valori di spostamento associati a quest'ultimo segnale trovano una giustificazione nell'alto contenuto energetico del segnale nel campo di periodi prossimi a quello di vibrazione della diga in campo non lineare (T≥0.3s). Il segnale inoltre, tra quelli selezionati, è

caratterizzato dal maggiore valore di intensità di Arias, parametro che, tra quelli rappresentativi del moto sismico, si correla meglio con le deformazioni permanenti di una diga (Yule et al., 2004; Lanzo et al, 2015). Il valor medio dello spostamento orizzontale massimo, in asse diga, è pari a 7.5 cm in cresta.
Anche gli spostamenti permanenti verticali (cedimenti) mostrano una certa variabilità al variare dell'input sismico, con un valor massimo raggiunto per l'input Gilroy#6, pari a 16 cm. Il valor medio dello spostamento al coronamento è pari a 6.7 cm. Il quadro deformativo d'insieme è riportato in termini di contours spostamenti permanenti orizzontali e verticali, rispettivamente nella Figura 23a e 23b, per l'input più gravoso di Gilroy#6.

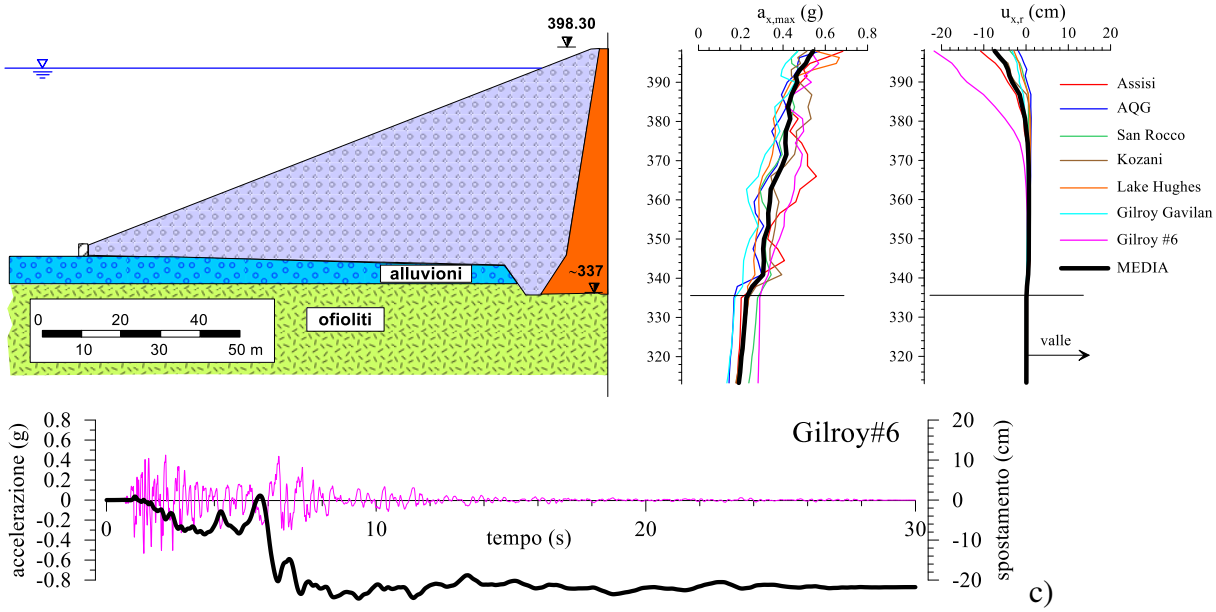



Figura 22: Profili di accelerazione orizzontale massima (a) e spostamenti orizzontali residui (b) nel corpo diga; storia temporale di accelerazione e spostamento orizzontale in cresta per il segnale di input Gilroy #6 (c).

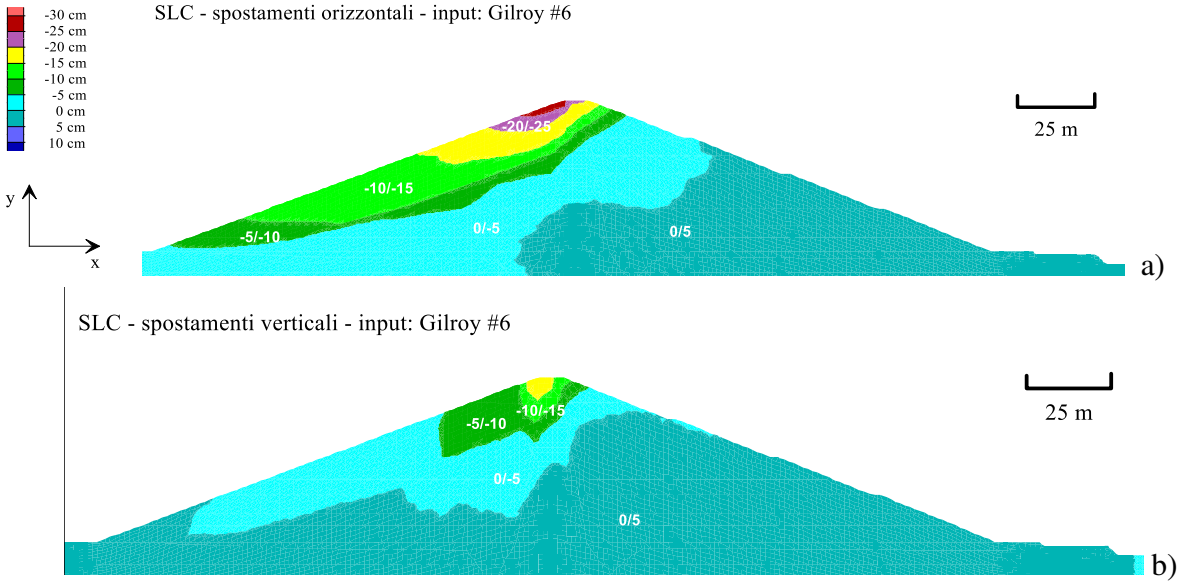



Figura 23: *Contours* degli spostamenti residui orizzontali a) e verticali b) per il segnale Gilroy #6.

### 7.5.4. Analisi agli spostamenti (metodo di Newmark)

L'analisi agli spostamenti è stata effettuata mediante il metodo di Newmark (1965) disaccoppiato, ottenendo cioè i segnali di input, nei baricentri delle masse instabili, da analisi di risposta locale 2D eseguite con FLAC. Come detto, l'applicazione del metodo necessita la preventiva determinazione del coefficiente sismico critico $k_c$ e dell'accelerazione critica $a_c=k_c \cdot g$ che inducono nello sbarramento condizioni di equilibrio limite ($F_S=1$). Dalle analisi pseudostatiche riferite alla sezione trasversale maestra della diga è stato ottenuto il valore di $k_c=0.215$ corrispondente alla superficie di scorrimento di Figura 24a. Dal confronto è evidente che la geometria della superficie di scorrimento critica ottenuta è sensibilmente differente dai *contours* ottenuti dall'analisi dinamica, i quali mostrano maggiori spostamenti in prossimità della cresta della diga, mentre la zona di incipiente instabilità ottenuta con metodo pseudostatico è localizzata nella parte medio-bassa del paramento. Al fine di poter effettuare un diretto confronto tra le diverse metodologie si è quindi deciso di verificare l'entità degli spostamenti anche nella zona alta del paramento di monte, per la quale è stato ottenuto un valore del coefficiente sismico critico (Figura 24b) pari a $k_c=0.240$.

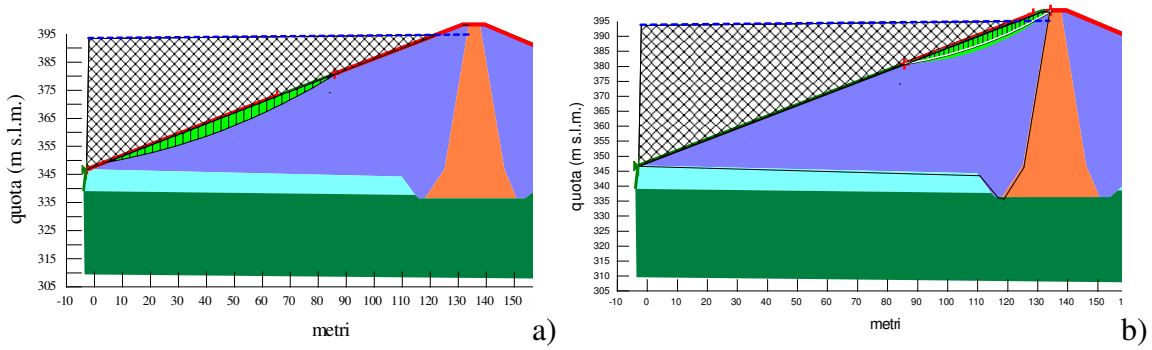



Figura 24: Superficie di scorrimento associata al coefficiente sismico critico (a) e superficie critica della zona di cresta (b)

In Figura 25 sono riportati, ad esempio, i risultati riferiti al segnale Gilroy#6. Il confronto conferma che, nonostante il maggior valore del coefficiente sismico critico, gli spostamenti in cresta (Figura 25b) risultano superiori a quelli della superficie critica (Figura 25a). In particolare, in cresta si hanno valori congruenti con la distribuzione degli spostamenti nella scarpata di monte ottenuta dall'analisi dinamica completa. Quanto riscontrato è giustificabile con il fatto che gli accelerogrammi di output derivanti dalla risposta sismica locale presentano sostanziali differenze tra le due zone considerate. In particolare, la parte sommitale della diga è soggetta ad azioni sismiche più gravose a causa dei fenomeni di amplificazione locale.

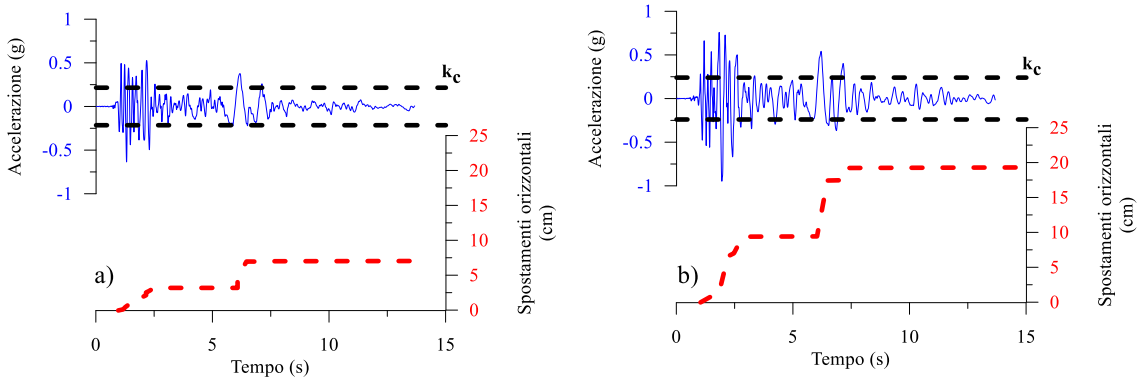



Figura 25: Spostamenti ottenuti con metodo di Newmark per la superficie critica (a) e per quella di cresta (b); input: Gilroy#6.

### 7.5.5. Confronto tra risultati numerici e osservazioni in sito

I risultati delle analisi numeriche relative alla diga di Montedoglio per lo SLC sono stati confrontati con le osservazioni in sito, illustrate nel § 4. In particolare nella Figura 26a è riportato il grafico dei cedimenti normalizzati in cresta in funzione dell'accelerazione di picco su roccia. Si nota che i punti corrispondenti alla diga di Montedoglio, relativi ai sette accelerogrammi di input applicati, si dispongono all'interno della fascia di dati sperimentali, indicando un grado di danneggiamento da "lieve" a "moderato". Nella Figura 26b il confronto è effettuato in termini di fattore di amplificazione dell'accelerazione di picco, relativamente alla componente trasversale alla diga. Anche in questo caso i risultati delle analisi numeriche sono in ottimo accordo con i dati sperimentali di letteratura.

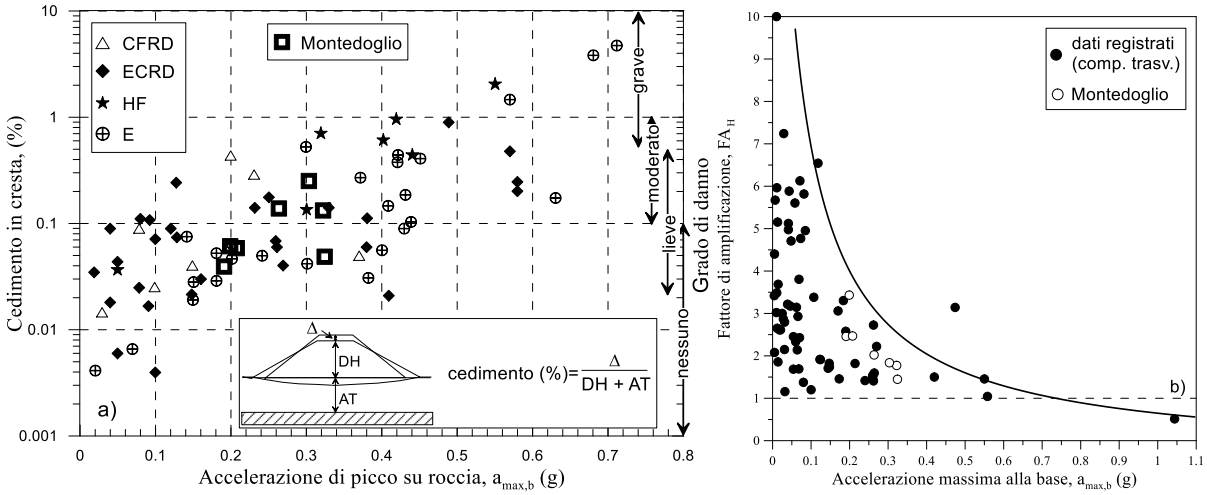



Figura 26: Cedimento calcolato in cresta, normalizzato rispetto all'altezza della diga, in funzione dell'accelerazione di picco su roccia e confronto con i dati sperimentali (a); fattori di amplificazione dell'accelerazione di picco calcolati e confronto con i dati accelerometrici registrati (b).

In ultima analisi, i risultati delle simulazioni numeriche avanzate, confortate anche dal confronto con le osservazioni in sito, indicano che il corpo diga è soggetto a spostamenti permanenti di modesta entità, con zone plasticizzate di limitata estensione, confinate in una ristretta fascia superficiale, nella parte sommitale del nucleo e del contronucleo di monte. Le condizioni di sicurezza della diga di Montedoglio nei riguardi di un possibile fenomeno di rilascio incontrollato di acqua sono quindi pienamente soddisfatte.

## 8. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe di materiali sciolti è un argomento di stringente attualità che si inquadra nella più ampia tematica della salvaguardia del patrimonio infrastrutturale esistente. Di particolare interesse è il riesame di queste opere in presenza di azioni sismiche severe, corrispondenti allo stato limite di collasso, che è dettato dalla necessità di valutare la loro sicurezza rispetto a fenomeni deformativi che possono portare al rilascio incontrollato di acqua.

L'uso di analisi dinamiche complete per valutare gli effetti di un sisma sulla risposta di una diga di materiali sciolti è sempre più diffuso nella pratica ingegneristica. Tuttavia, queste analisi sono ancora oggi affette da incertezze che possono inficiare i risultati e, di

conseguenza, le eventuali strategie di intervento. Per questo motivo le analisi dinamiche avanzate devono essere considerate come parte di uno studio più complesso e completo che include l'accurata e documentata conoscenza della diga e delle proprietà dei materiali, una attenta scelta dell'input sismico, la consapevolezza dei limiti della metodologia utilizzata, i risultati di analisi meno sofisticate (ad esempio, il metodo degli spostamenti) nonché il confronto con le osservazioni in sito sul comportamento di altre dighe in occasione di eventi sismici.

In questo lavoro l'attenzione è posta su alcune di queste cause di incertezza, in particolare le proprietà dinamiche dei materiali del nucleo di dighe zonate, sulle quali i dati sperimentali di letteratura sono estremamente limitati. A tal proposito si è fatto riferimento ai risultati di prove in sito e di laboratorio effettuate sui materiali del nucleo di 5 dighe italiane. I terreni studiati sono di medio-bassa plasticità, molto consistenti. Il profilo di velocità delle onde di taglio Vs (o di rigidezza a piccoli livelli deformativi $G_0$), ricavato da misure di tipo invasivo, è caratterizzato da un modesto gradiente di crescita con la profondità per tutte le dighe esaminate, verosimilmente per lo stato di sovraconsolidazione dei materiali. I valori di Vs sono generalmente compresi nell'intervallo 200-300 m/s o poco superiore, fino a profondità dal coronamento di circa 30 m, e si dispongono al limite inferiore di recenti relazioni empiriche di letteratura.

Sono poi evidenziati alcuni aspetti legati alla non linearità del legame sforzi-deformazioni, espressa in termini di decadimento della rigidezza al taglio normalizzata ($G/G_0$) e dall'incremento del rapporto di smorzamento (D) con la deformazione tangenziale. I dati sperimentali disponibili sono relativi a prove cicliche/dinamiche effettuati su campioni indisturbati prelevati dal nucleo delle dighe prese in esame. Tali dati si dispongono in una ristretta fascia, che indica la mancanza di un'apprezzabile influenza dall'indice di plasticità del materiale e dalla pressione di confinamento, in un ampio campo di stati tensionali investigati, contrariamente a quanto emerge dalla letteratura per i terreni naturali a grana fina saturi. In particolare, le soglie di linearità dei materiali costipati in sito sono marcatamente più elevate di quelle di terreni naturali di comparabile plasticità. Ciò comporta anche che le relazioni predittive di letteratura, quali quelle di Vucetic e Dobry (1991) e Darendeli (2001), non siano pienamente applicabili per i materiali del nucleo. Le osservazioni summenzionate sono da intendersi come preliminari, dato il numero limitato di dati sperimentali disponibili, e andranno confermate quando si disporrà di un database più corposo.

Un'altra parte del lavoro è stata dedicata allo sviluppo di un database di segnali accelerometrici registrati sulle dighe, perlopiù statunitensi e giapponesi, reperiti nella letteratura tecnica. La raccolta e l'elaborazione di questi dati, in termini di accelerazioni di picco alla base e in cresta e dei relativi fattori di amplificazione, consente di avere un valido ausilio per controllare l'affidabilità dei risultati delle analisi numeriche. Questo strumento ha una valenza simile al diagramma di Swaisgood che riporta le osservazioni in sito di cedimenti al coronamento di dighe di materiali sciolti in occasione di eventi sismici.

Nell'ultima parte del lavoro si illustra lo studio numerico relativo alla rivalutazione della sicurezza sismica della diga zonata di Montedoglio (AR). Per questa diga si dispone di un'accurata caratterizzazione geotecnica e di un documentato comportamento dell'opera durante la sua costruzione, gli invasi sperimentali e nel corso degli anni di esercizio. Sono state effettuate analisi dinamiche semplificate e complete. Con riferimento a queste ultime, sono stati illustrati i vari passi della procedura impiegata a partire dalla simulazione della costruzione della diga e del riempimento del serbatoio fino alla valutazione del comportamento dell'opera a seguito di azioni sismiche severe corrispondenti allo SLC. Sono inoltre messi in evidenza diversi aspetti della calibrazione dei modelli di calcolo, relativi alle

diversi fasi dell'analisi. Particolare attenzione è dedicata alla selezione degli accelerogrammi naturali da applicare nelle analisi numeriche, la cui scelta condiziona fortemente i risultati numerici. I valori di accelerazioni calcolati al coronamento della diga e il quadro deformativo che si ottiene sono del tutto congruenti con le osservazioni in sito di letteratura. È interessante anche osservare che il metodo di Newmark modificato conduce a valori degli spostamenti cumulati del tutto comparabili a quelli delle analisi numeriche.
In ultima analisi, la procedura numerica utilizzata per la diga in esame, nonostante la semplicità del modello costitutivo utilizzato, consente di modellare gli aspetti principali del comportamento dinamico dell'opera e di ottenere previsioni quantitative ragionevoli e in linea con le osservazioni in sito.

## RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'ing. Stefano Cola dell'Ente Acque Umbre-Toscane (EAUT) per aver concesso l'autorizzazione per la pubblicazione dei dati relativi alla diga di Montedoglio.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Albano M., Modoni G., Croce P., Russo G. (2015). "Assessment of the seismic performance of a bituminous faced rockfill dam." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 183-198.

Ambraseys N. (1960). "On the shear response of a two-dimensional truncated wedge subjected to an arbitrary disturbance." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 50,1, 45-56.

Ausilio E., Costanzo A., Silvestri F., Tropeano G. (2008). Prediction of seismic displacements by dynamic stick-slip analyses. *Proc. of the 2008 Seismic Eng. Inter. Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria EQ*, Reggio Calabria, 24-27 giugno 2008.

Biondi G., Cascone E., Rampello S. (2011). Valutazione del comportamento dei pendii in condizioni sismiche. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 1, 11-34.

Boulanger R.W., Beaty M.H. (2016). Seismic deformation analyses of embankment dams: a reviewer's checklist. Proceedings, *Celebrating the Value of Dams and Levees – Yesterday, Today and Tomorrow*, 36th USSD Annual Meeting and Conference, United States Society on Dams, Denver, CO, 535-546.

Calabresi G., Rampello S., Callisto L., Cascone E. (2004). Diga S. Pietro sul Fiume Osento. Verifica delle condizioni di stabilità e analisi del comportamento in condizioni sismiche. Contratto di Ricerca con il Consorzio per la Bonifica della Capitanata, Università di Roma "La Sapienza", Dip. Ing. Strutt. e Geotecnica, Aprile 2004.

C.S.LL.PP. (2007). Rivalutazione della sicurezza sismica delle grandi dighe ai sensi dell'art. 4 del D.L: 79/04 convertito con L. 139/04. Norme Tecniche, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Dakoulas P., Gazetas, G. (1985). "A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments." *Soil Dynamics and Earth. Engin.*, 4, 4, 166-182.

Dakoulas P., Gazetas, G. (1987). "Vibration characteristics of dams in narrow canyons." *Journal of Geotechnical Eng.* 113, 8, 899-904.

Dakoulas P. (1990). "Nonlinear response of dams founded on alluvial deposits in narrow canyons." *SDEE*, 9, 6, 301-312.

Darendeli M. B. (2001). "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves", Doctor of Philosophy. University of Texas at Austin

d'Onofrio A., Silvestri F., Vinale F. (1992). "Effetti della tecnica di preparazione sul comportamento ciclico e dinamico di un materiale da nucleo", *Atti del Convegno del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica*. Roma.

Finn W.D.L., Wu G. (2013). "Dynamic Analyses of an Earthfill Dam on Over-Consolidated Silt with Cyclic Strain Softening", *Keynote Lecture, Seventh International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering,* Chicago, US, April 29 - May 4.

Gazetas G. (1981). "Longitudinal vibrations of embankment dams." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 107, 1, 21-40.

Gazetas G. (1987). "Seismic response of earth dams: some recent developments." Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 6 (1987) 2-47.

Gazetas G., Dakoulas P. (1992). "Seismic analysis and design of rockfill dams: state-of-the-art. " *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11, 27-61.

Harder L.F., Bray J.D., Volpe R.L., Rodda K.V. (1998). "Performance of earth dams during the Loma Prieta earthquake", *Professional Paper. U.S. Geological Survey*, Reston, Va. Report No. P 1552-D.

Hardin B.O. (1978). "The nature of stress-strain behaviour of soils", Proc. Of the ASCE Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, California, Vol. 1, 3-90.

Hunter G., Fell R. (2003). "The deformation behaviour of embankment dams", UNICIV Report No. R-416, ISBN 0077-880X, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney.

Kallioglou P.A., Tika T.M., Koninis G.E. (2002). "Dynamic behaviour of compacted clayey soils", 12th European Conference on Eartquake Engineering, Paper 723, Published by Elsevier Science Ltd.

Kramer S.L., Smith M.W. (1997). Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 104, GT7, 849-867.

Kuhlemeyer R:L, Lysmer J. (1973). "Finite element method accuracy for wave propagation problems", *Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division*, ASCE, 99, SM5, 421-427.

INGV (2017). *Linee Guida per la redazione e le istruttorie degli studi sismotettonici relativi alle grandi dighe*, a cura di R. Basili, V. D'Amico, C. Meletti e G. Valensise, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Roma.

ISPRA (2017). Invasi Artificiali, in Pericolosità Geologiche. Annuario dei dati ambientali.

Itasca (2011). FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua – Version 7.0. User's Guide. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA

ITCOLD (2018). "*Comportamento delle dighe italiane in occasione di terremoti storici*.", GdL ITCOLD.

Ishihara K. (2010). "Performance of rockfill dams during recent large earthquakes." *Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, May 24-29, San Diego, California.

JCOLD (2014). *Acceleration records on dams and foundations* No. 3, Japan Commission on Large Dams, Tokyo, Japan.

Lanzo G., Vucetic M., Doroudian M. (1997). "Reduction of Shear Modulus at Small Strains in Simple Shear", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 11, 1035-1042.

Lanzo G., Pagliaroli A., Scasserra G. (2015). "Effects of ground motion characteristics on seismic response of earth dams: some remarks on duration and vertical shaking." *SECED Conf. on Earth. Risk and Engin. towards a Resilient World*. 9-10 luglio, Cambridge, UK.

Makdisi F.I., Seed H.B. (1978). Simplified procedures for estimating dam and embankment erathquake-induced deformations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123, 7, 635-644.

Mancuso C., Amorosi A. (2017). "Prospettive nell'analisi del comportamento delle dighe di terra", *XXVI Convegno Nazionale di Geotecnica* "La Geotecnica nella Conservazione e Tutela del Patrimonio Costruito", 20-22 Giugno 2017, Roma, Vol. 1, 115-161.

Matsumoto N., Yoshida H., Tsukada T., Kashiwayanagi M., Okumura H. (2016). "Performance and analysis of CFRD and AFRD during earthquake." *Inter. Symp. Qualification of dynamic analyses of dams and their equipments and of probabilistic assessment seismic hazard in Europe*, 31th August – 2nd September 2016, Saint-Malo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2008). *Le Norme Tecniche per le Costruzioni*. D.M. 14 gennaio 2008. http://www.infrastrutture.gov.it/consuplp/

Ministero Infrastrutture e Trasporti (2014). *Norme Tecniche per la Progettazione e la Costruzione degli Sbarramenti di Ritenuta (dighe e traverse)*. Decreto 26/06/2014. Gazzetta Ufficiale Serie Gen. n. 156 del 08/07/2014.

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (2018a). *Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie. Istruzioni per l'applicazione della Normativa Tecnica di cui al D.M. 26.6.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18).* Direzione Generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, Versione 1 – Luglio 2018.

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (2018b). *Aggiornamento delle* "*Norme Tecniche per le Costruzioni"*, D.M. 17.01.2018.

Newmark, N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique,* 15, 2, 139–160.

Ohmachi T., Kuwano J. (1994). *Dynamic safety of earth and rock fill dams*, edited by: Balkema, A. A., Rotterdam, 160 p., ISBN 90-5410-265-9.

Ohmachi T., Tahara T. (2011). "Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam." *Soils and Foundations*, 51, 2, 227-238.

Pagliaroli A., Lanzo G. (2008). "Selection of real accelerograms for the seismic response analysis of the historical town of Nicastro (Southern Italy) during the March 1638 Calabria earthquake, Engineering Structures, 30, 8, 2211-2222.

Pagano L., Sica S. (2005). "Costruzioni in terra", *Linee Guida AGI su "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"*, Patron Editore, 227-238.

Pagano L., Mancuso C., Sica S. (2008). "Prove in sito sulla diga di Camastra: tecniche sperimentali e risultati", *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3, 11-28.

Papadimitriou A.G., Bouckovalas G.D., Andrianopoulos K.I. (2014). "Methodology for estimating seismic coefficients for performed-based design of earthdams and tall embankments", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 56, 57-73.

Park D.S., Kishida T. (2018a). "Shear Wave Velocity Profiles of Fill Dams", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, Vol. 104, pp. 250-258, January 2018, http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.10.013.

Park D.S., Kishida T. (2018b). "Shear Modulus Reduction and Damping Ratio Curves for Earth Core Materials of Dams", *Canadian Geotechnical Journa*l, Published on the web 20 March 2018, https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0529.

Perlea V.G., Beaty M.H. (2010). Corps of Engineers Practice in the Evaluation of Seismic Deformation of Embankment Dams. Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California.

Pells S., Fell R. (2002). "Damage and cracking of embankment dams by earthquakes and the implications for internal erosion and piping." *UNICIV R406*, Univ. of New South Wales.

Pells S., Fell R. (2003). "Damage and cracking of embankment dams by earthquake and the implications for internal erosion and piping", *Proceedings 21st International Congress on Large Dams*, Montreal. ICOLD, Paris Q83–R17, Paris.

Prapaharan S., White D.M. Altashelf A.G. (1991). "Fabric of field- and laboratory-compacted clay", *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*. 117, 12, 1934-1940.

Rampello S., Callisto L., Fargnoli P. (2010). "Evaluation of slope performance under earthquake loading conditions", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Patron editore, Bologna, 44 (4): 29-41. ISSN 0557-1405.

Rathje E.M., Bray J.D. (1999). "An examination of simplified earthquake-induced displacement procedures for earth structures", *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 72-87.

Rathje E.M., Bray J.D. (2000). *"*Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126, 11, 1002-1014.

Rollins K.M., Evans M.D., Diehl N.B., Daily W.D. (1998). *"*Shear modulus and damping relationship for gravels*", Journal Geotech Geoenvironmental Eng*, ASCE 124, 5, 396–405.

Russo C., Costigliola R., Pagano L., Silvestri F. (2017). "Dighe in terra: meccanismi di danneggiamento e Stati Limite in condizioni sismiche. " XXVI Convegno Nazionale di Geotecnica "La Geotecnica nella Conservazione e Tutela del Patrimonio Costruito", 20-22 Giugno, Roma, Vol. 1, 323-333.

Santucci de Magistris F. 1996. *Comportamento di una sabbia argillosa costipata e addizionata con bentonite*. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Napoli "Federico II".

Sasaki T. (2015). *Tentative report - Analysis on acceleration data of dams collected by JCOLD*, Technical Committee meeting, ICOLD 25th Congress / 83rd Annual Meeting, Stavanger, Norway.

Sawada Y., Takahashi T. (1975). "Study on the material properties and the earthquake behaviors of rockfill dam", *Proc. of 4th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp.695-702, 1975.

Scasserra G., Pagliaroli A., Lanzo G. (2014). "Verifica sismica di una diga in terra: confronto tra analisi dinamiche complete e agli spostamenti." *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica*, IARG, Chieti, 14-16 luglio 2014.

Seed H. B., Wong R. T., Idriss E. M., Tokimatsu K.. (1984). "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", Report No. UCB/EERC-84/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1984.

Silvestri F. (1991). "*Analisi del comportamento dei terreni naturali in prove cicliche e dinamiche di taglio torsionale*", Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica, Consorzio tra le Univ. di Roma "Sapienza", Napoli "Federico II", Bari e Palermo.

Stewart, J.P. et al. (2017). *Engineering Reconnaissance following the October 2016 Central Italy Earthquakes. Version 2*. Geotechnical Earthquake Engineering Reconnaissance GEER Association, Report No. GEER-050D, 8 May 2017, DOI: 10.18118/G6HS39.

Stokoe K.H., Huang S.K., Lee J.K., Andrus R.D. (1995). Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains. In: Shibuya S et al (eds) *Pre-failure deformation of geomaterials*. Proc Int Sym, 2. A.A. Balkema, pp 785–816.

Stokoe K.H., Darendeli M.B., Andrus R.D., Brown L.T. (1999). "Dynamic soil properties: laboratory, field and correlation studies", In: Pedro Sêco e Pinto (ed) *Proc 2nd Int Conf on Earthquake Geotechnology*. A.A. Balkema, Rotterdam, pp 811–846.

Swaisgood J.R. (2003). "Embankment dam deformations caused by earthquakes." *Proceedings of the 2003 Pacific Conf. on Earthquake Eng.*, Christchurch NZ, 2003.

USSD (1992). "*Observed performance of dams during earthquakes*." Volume I, USSD Committee on Earthquakes ed., United States Society on Dams, Denver, CO, USA.

USSD (2000). "*Observed performance of dams during earthquakes*." Volume II, USSD Committee on Earthquakes ed., United States Society on Dams, Denver, CO, USA.

USSD (2014). "*Observed performance of dams during earthquakes*." Volume III, USSD Committee on Earthquakes ed., United States Society on Dams, Denver, CO, USA.

Vassallo R. (2003). "*Comportamento dei terreni costipati non saturi a piccole, medie e grandi deformazioni*", Tesi di Dottorato, Università di Napoli Federico II.

Vinale F., d'Onofrio A., Mancuso C., Santucci De Magistris F. e Tatsuoka F. (1999). "The prefailure behaviour of soils as construction materials", *II International Conference on Prefailure Behaviour of Geomaterials*, Torino, 2, 955-1007.

Vucetic M., Dobry, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response", *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, 1, 87-107.

Xenaki V.C., Athanasopoulos G.A. (2008). "Dynamic properties and liquefaction resistance of two soil materials in an erathfill dam-Laboratory test results", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 605-620.

Yasuda N., Matsumoto N., Cao Z. (2018). "Study of the mechanism of the peculiar behaviors of Aratozawa dam in 2008 Earthquake", *Journal of Disaster Research*, 13, 1.

Yoshida H., Nakamura A., Matsumoto N. (2011). *Damage to the Ishibuchi Dam by the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008 and Seismic Assessment*. Dams and Reservoirs Under Changing Challenges, Schleiss & Boes (Eds), Taylor & Francis, London.

Yu L., Kong X., Xu B. (2012). "Seismic response characteristics of earth and rockfill dams", 15th WCEE, Lisbona.

Yule D.E., Matheu E.E., Beaty M.H. (2004). "Duration parameters for the selection of ground motion time histories for nonlinear analysis of embankment dams", Technical Report 36th *Joint Meeting U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, National Institute of Standard and Technologies, Gaithersburg, Maryland, 17-22 May.

ISBN : 978-88-85745-19-3

**SEGRETERIA ORGANIZZATIVA**

**AXEA Congressi Eventi**

Via Caboto 44 - 10129 Torino
Tel. 011 591871 - Fax 011 590833
e-mail: info@cgttorino.org - www.axeacongress.com