



Analisi d'interazione dinamica terreno-struttura di edifici in acciaio intelaiati e a controventi concentrici

Victoria Aprile^a, Alessandro Pagliaroli^a, Giuseppe Brando^a

^a Dipartimento di Ingegneria e Geologia, Università "G. d'Annunzio" di Chieti-Pescara, Viale Pindaro 42, 65127, Pescara, Italy

Keywords: Interazione Terreno-Struttura, Strutture in Acciaio, Edifici Intelaiati, Edifici a Controventi, Effetti di Sito, Modellazione Numerica

ABSTRACT

L'interazione dinamica terreno-struttura studia i fenomeni di mutua interazione che avvengono tra struttura in elevazione, fondazione e terreno circostante. Questa tematica comprende diversi aspetti, connessi tra loro, che vanno dallo studio del comportamento del sottosuolo, che agisce come filtro amplificando o deamplificando le onde sismiche in determinati campi di frequenza (risposta sismica locale), sino allo studio dei fenomeni complessi che si sviluppano in corrispondenza dell'interfaccia terreno-fondazione.

In questo ambito di ricerca, la presente memoria tratta la validazione di una procedura numerica di analisi con metodo diretto implementata nel codice alle differenze finite FLAC, sulla base di test condotti su tavola vibrante presenti in letteratura. Il modello di sottosuolo è implementato con elementi caratterizzati da comportamento isteretico non lineare e criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Le fondazioni superficiali e profonde sono modellate come elementi strutturali con comportamento elastico e sono collegate al terreno attraverso elementi di interfaccia. La sovrastruttura, schematizzata con elementi a comportamento elasto-plastico, è costituita da due tipologie di strutture in acciaio, caratterizzate da un diverso comportamento dissipativo non lineare e tipo di fondazione: Struttura Intelaiata e Struttura a Controventi Concentrici.

L'obiettivo finale è la valutazione delle prestazioni strutturali dei telai studiati, in condizioni di base fissa e base flessibile, al fine di quantificare gli effetti dell'interazione dinamica sulla risposta globale del sistema. In particolare, sono state eseguite analisi "Incremental Dynamic Analysis" (IDA) di due telai (CBF e MRF) al fine di valutare l'allungamento del periodo e i differenti meccanismi di plasticizzazione e collasso esibiti dalle strutture.

1 INTRODUZIONE

L'analisi di interazione dinamica terreno-fondazione-struttura valuta la risposta globale della struttura, della fondazione, del terreno sottostante ed adiacente la fondazione, per uno specifico moto di input applicato alla base del deposito. Gli effetti dell'interazione sono assenti nella condizione ideale di fondazione rigida su deposito rigido, mentre fenomeni amplificativi o deamplificativi della risposta strutturale possono registrarsi in condizioni diverse.

Lo scopo ultimo dell'analisi è quindi quantificare e valutare le differenze tra la risposta reale della struttura e quella ideale della stessa su base rigida.

Gli effetti dell'interazione sono di due tipi : (i) effetti di interazione inerziale, e (ii) effetti di interazione cinematica.

L'inerzia che si sviluppa a causa della vibrazione della sovrastruttura genera sforzi di taglio, momento e torsione che causano spostamenti e rotazioni all'interfaccia terreno-fondazione. Questi, contribuiscono ad aumentare la flessibilità del sistema ed allungare il periodo di vibrazione della struttura. Inoltre, generano una dissipazione di energia per radiazione che, insieme allo smorzamento isteretico del terreno, influiscono in maniera significativa sullo smorzamento totale del sistema. Il parametro più importante che controlla gli effetti inerziali dell'interazione dinamica è il rapporto di rigidezza struttura-terreno σ (NIST 2012). Quest'ultimo è

definito come il rapporto tra l'altezza della struttura (h) e il prodotto tra la velocità delle onde di taglio (V_s) e il periodo fondamentale della struttura a base fissa (T). Nello specifico, gli effetti dell'interazione inerziale aumentano all'aumentare del rapporto di rigidità.

Gli effetti dell'interazione cinematica causano una deviazione dell'input in fondazione rispetto a quello che si registrerebbe in condizioni di *free-field* (moto in assenza della struttura), a causa dello scorrimento relativo dell'interfaccia terreno fondazione e ad altri fenomeni come lo scattering delle onde sismiche.

L'analisi dei fenomeni di interazione dinamica è generalmente affrontata mediante il metodo delle sottostrutture, in cui il problema viene disaccoppiato in due fasi (interazione cinematica e interazione inerziale), o con più complesse analisi eseguite secondo il cosiddetto approccio diretto. In quest'ultimo caso l'intero sistema terreno-fondazione-struttura è implementato in un unico modello numerico.

In questo campo di ricerca, lo scopo della presente memoria è valutare, mediante una procedura di analisi numerica di modellazione implementata in ambiente FLAC2D (FLAC 8, 2019), l'importanza dei fenomeni di interazione dinamica terreno-fondazione-struttura sulle strutture in acciaio.

Le strutture in acciaio garantiscono ottimi livelli di sicurezza strutturale nei confronti dell'azioni indotte dal terremoto e, per questo, il loro impiego per la progettazione antisismica è ampiamente diffuso. Sfruttando la capacità deformativa plastica del materiale e, quindi, delle membrature, queste strutture permettono di dissipare l'energia associata all'azione sismica garantendo, nel rispetto di semplici regole progettuali, meccanismi globali caratterizzati da elevata duttilità. Nonostante siano state e siano molto utilizzate, la pratica comune progettuale è attualmente quella di modellare le strutture in acciaio come vincolate rigidamente alla base, prescindendo dallo studio dei fenomeni che si generano a causa dell'interazione dinamica terreno-struttura. In effetti, tutte le attuali prescrizioni normative si basano su tale assunto, trascurando, ad esempio, l'effetto che l'interazione dinamica terreno-fondazione-struttura può avere sull'innescarsi di alcuni meccanismi.

Al fine di indagare meglio i suddetti fenomeni, sono trattate due delle tipologie strutturali più diffuse: strutture intelaiate (Moment Resisting Frame MRF) e strutture a controventi concentrici (Centrically Braced Frame CBF). Come è noto,

le due tipologie strutturali hanno comportamenti molto diversi, sia in termini di rigidità che di capacità dissipativa. Inoltre, si differenziano per le diverse tipologie di fondazioni usualmente adottate: fondazioni profonde (pali) per il CBF e superficiali per i telai MRF.

2 VALIDAZIONE DELLA PROCEDURA DI MODELLAZIONE

2.1 Obiettivi della procedura di modellazione

In questa Sezione, viene sviluppata e validata, mediante la riproduzione di prove sperimentali su tavola vibrante presenti in letteratura, una procedura di modellazione che, successivamente, sarà utilizzata per effettuare analisi di interazione dinamica terreno-fondazione-struttura mediante metodo diretto. A tale scopo sono considerati test dinamici relativi alle seguenti condizioni: *i*) terreno in assenza di struttura (*free-field*); *ii*) fondazione superficiale su deposito di terreno; *iii*) fondazione profonda (pali); *iv*) telaio MRF in condizioni di base fissa; *v*) telaio CBF in condizioni di base fissa

2.2 Riproduzione di test sperimentali in condizioni di Free-Field

Il test sperimentale riprodotto è stato svolto presso il laboratorio BLADE dell'Università di Bristol nell'ambito del progetto europeo SERIES (Durante, 2015). Il modello di sottosuolo testato è formato da due strati di sabbia asciutta caratterizzati da differenti caratteristiche meccaniche, come rappresentato nell'icona che accompagna il grafico riportato in Figura 1. Per la modellazione del comportamento non lineare ed isteretico del terreno sotto carichi ciclici è stato utilizzato il modello *Hysteretic Damping*, presente in FLAC2D, tarato in funzione delle curve sperimentali di variazione del taglio normalizzato (G/G_0) e del rapporto di smorzamento (D) di Vucetic e Dobry (Vucetic e Dobry 1991) per indice di plasticità $PI=0$.

Il terreno è stato sottoposto ad un input armonico sinusoidale di 20 Hz e ampiezza 0.1 [g] che è stato applicato al confine inferiore del modello come storia temporale di accelerazione.

I risultati ottenuti dal modello numerico vengono riportati, in Figura 1, in termini di profili di accelerazioni massime e confronto con i risultati del test sperimentale, mostrando un accordo soddisfacente.

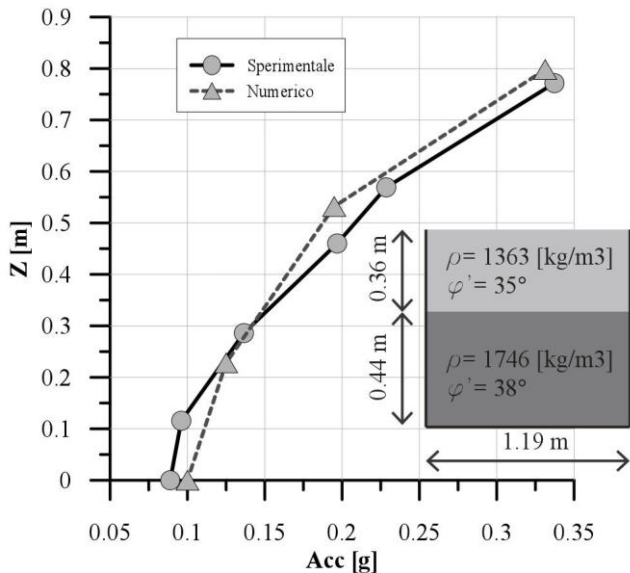


Figura 1. Validazione della procedura di modellazione in condizioni di free-field: confronto tra i risultati numerici e sperimentali in termini di profili di accelerazioni massime lungo la profondità.

2.3 Fondazione superficiale

Viene considerato un test su tavola vibrante, svolto presso l'Università di Bristol (Massimino e Maugeri, 2013), di una fondazione superficiale su deposito sabbioso. La fondazione è un blocco di cemento di dimensioni $0.4 \times 0.4 \times 0.95$ [m], inglobato nel terreno ad una profondità di 0.1 [m] e soggetto ad un carico verticale ottenuto attraverso la giustapposizione di tre piastre in acciaio di 10 [kN] ognuna (Figura 2).

Il modello numerico è costituito dal terreno a comportamento elasto-plastico con criterio di rottura Mohr-Coulomb e modello *Hysteretic Damping* tarato in funzione delle curve di variazione del modulo di taglio (G/G_0) ottenute da prove di colonna risonante effettuate sul provino di terreno e della curva sperimentale di variazione dello smorzamento (D) di Seed e Idriss (Seed e Idriss, 1970). La fondazione è connessa al terreno mediante l'utilizzo di elementi di interfaccia che simulano un contatto di tipo attritivo. L'interfaccia è costituita da una serie di elementi elasto-plastici in direzione normale e di taglio, con rigidezza costante. La fondazione e le piastre in acciaio sono state modellate a comportamento elastico. L'input è stato applicato sotto forma di accelerazione, secondo una legge sinusoidale con frequenza di 5 Hz e ampiezza massima pari a $0.265g$. Il confronto tra risultati numerici e sperimentali è riportato in Figura 3 in termini di accelerazione orizzontale e spostamento verticale del deposito. Anche in questo caso, si rileva un ottimo accordo tra risultati sperimentali e numerici in termini di accelerazioni,

mentre si osserva una sottostima degli spostamenti verticali.

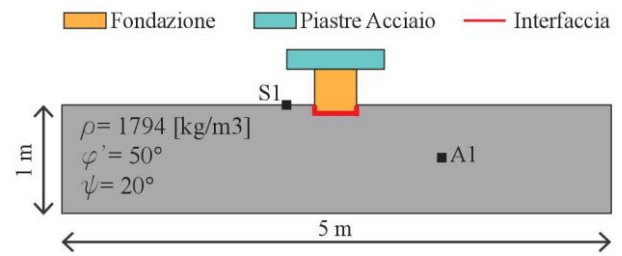


Figura 2. Schematizzazione del Modello Fisico utilizzato per le prove di Massimino e Maugeri (2013) costituito da: blocco di fondazione in cemento armato inglobato nel terreno per 0.1 [m] e carico verticale dato dalla presenza di tre piastre in acciaio di 10 [kN] ognuna.

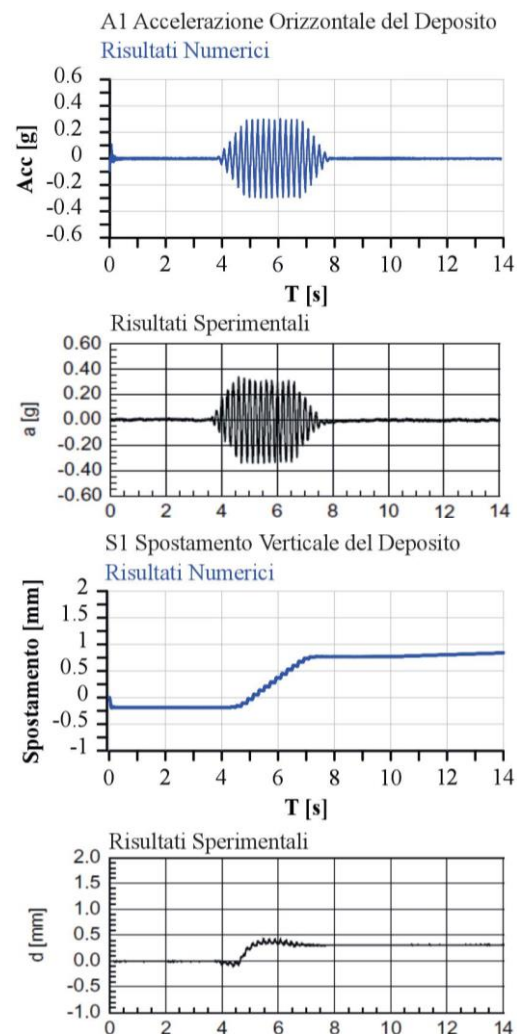


Figura 3. Validazione della procedura di modellazione di una fondazione superficiale in accordo ai test di Massimino e Maugeri (2013): confronto tra risultati numerici e sperimentali in termini di accelerazione orizzontale (A1) e spostamento verticale (S1) del deposito.

2.4 Fondazioni Profonde (Pali)

Nell'ambito del progetto SERIES, già richiamato precedentemente, sono stati anche effettuati test su tavola vibrante di 5 pali in alluminio immersi in terreno sabbioso.

Il modello numerico qui proposto per simulare la prova prevede lo stesso tipo di terreno considerato in Sezione 2.2, con l'aggiunta di 5 elementi strutturali di tipo "pile". Quest'ultimi sono connessi al terreno adiacente mediante l'uso di elementi di interfaccia caratterizzati da molle in direzione normale e di taglio. Le molle a taglio hanno angolo di attrito pari a 2/3 rispetto a quello del terreno e una rigidezza 10 volte quella del mezzo sabbioso. Le proprietà delle molle normali vengono desunte mediante il metodo analitico di Georgiadis che simula una prova di carico laterale (Georgiadis et al., 1992).

Per valutare l'accuratezza del modello numerico, è stato simulato un pullover test che consiste nell'applicazione di piccoli incrementi di carico laterale alla testa del palo e nel monitorare lo spostamento laterale indotto. In Figura 4 sono riportati i risultati a confronto con quelli ottenuti nel test sperimentale, mostrando un'ottima corrispondenza.

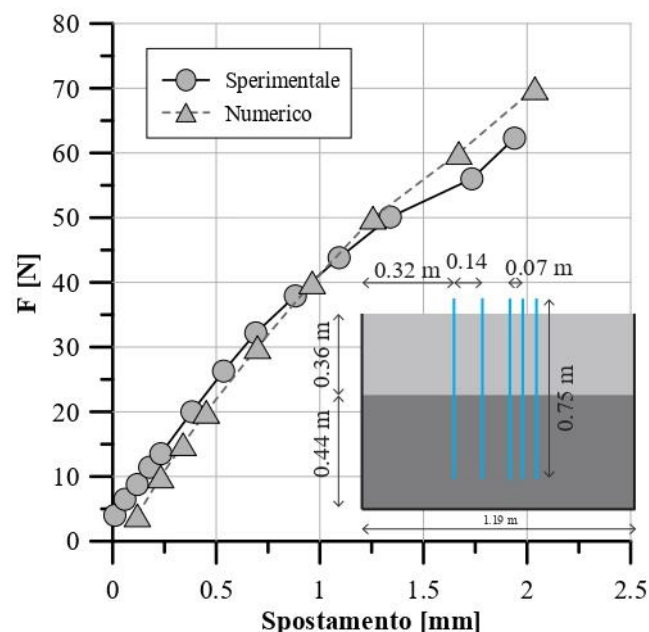


Figura 4. Validazione della procedura di modellazione di una fondazione superficiale in accordo ai test di Durante (2015): Modello Fisico e risultati sperimentali e numerici del pullover test.

2.5 Struttura Intelaiata (MRF)

La validazione del modello numerico inerente al telaio MRF, è stata eseguita riproducendo un test su tavola vibrante svolto presso "University of Technology Sydney" (Tabatabaiefar et al., 2014). Il modello sperimentale rappresenta un telaio in acciaio in scala 1:30 ed è costituito da 15 piastre in acciaio (usate per simulare la presenza di solai di piano), 4 piastre verticali in acciaio per piano (colonne) e da una piastra di fondazione in acciaio. Il prototipo ha una massa totale di 106 [kg] e periodo proprio di vibrazione di 0.47 [s]. Esso è

stato fissato rigidamente alla tavola vibrante, come mostrato in Figura 5.

Il modello numerico implementato in ambiente FLAC 2D è stato realizzato con le stesse dimensioni del prototipo, vincolando rigidamente la struttura alla griglia di terreno, a cui sono state assegnate elevati valori di rigidezza per riprodurre le condizioni di base fissa. Gli elementi strutturali sono stati modellati con un comportamento elasto-plastico non lineare, introducendo le cerniere plastiche alle estremità delle travi e delle colonne del primo piano. In questo modo, gli elementi strutturali, si comportano elasticamente fino al raggiungimento del momento plastico assunto. La sezione in cui si sviluppa il meccanismo plastico, può continuare a deformarsi senza indurre ulteriore resistenza. L'analisi è stata svolta utilizzando come input l'accelerogramma del terremoto di Kobe del 1995, così come nei test sperimentali.

In Figura 5 sono riportati gli spostamenti laterali massimi ottenuti a confronto con i risultati sperimentali evidenziando, anche in questo caso, che il modello è molto affidabile nel riprodurre gli spostamenti dei singoli piani registrati durante la prova sperimentale.

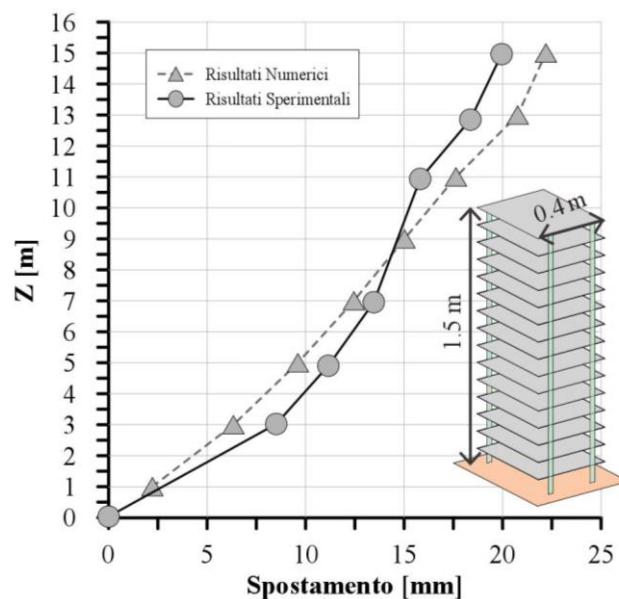


Figura 5. Validazione della procedura di modellazione di un telaio MRF in acciaio, in accordo ai test di Tabatabaiefar et al., 2015: confronto tra risultati numerici e sperimentali in termini di spostamento laterale.

2.6 Struttura a Controventi Concentrici (CBF)

Per la validazione del modello numerico del telaio CBF, è stata riprodotta una prova su tavola vibrante svolta presso "Laboratory for Earthquake Engineering of the National Technical University of Athens" (Goggins e Salawdeh, 2013). Si tratta di un modello in scala reale di un telaio piano a controventi concentrici con una sola campata

(Figura 6a). Le colonne sono di sezione HE160M, le travi di sezione HE180A e i collegamenti di tipo cerniera. I controventi sono connessi superiormente alla flangia inferiore della trave e, inferiormente, alla tavola vibrante.

Nel modello numerico, travi e colonne sono state modellate con elementi *beam* a comportamento elastico, mentre per i collegamenti è stato adottato un comportamento *pin* (cerniera) presente nella libreria di FLAC2D.

I controventi sono stati modellati mediante elementi *liner* che hanno permesso di riprodurre i fenomeni di instabilità a compressione. A tale scopo ai controventi sono stati assegnati tre differenti parametri di resistenza, per poter riprodurre il comportamento ciclico riportato in Figura 6b: 1. Resistenza a compressione; 2. Resistenza residua allo snervamento di compressione (30% $f_{yd} \cdot A$); 3. Resistenza allo snervamento di trazione ($f_{yd} \cdot A$). Al modello è stato assegnato un valore di smorzamento del 3%.

È stata dunque condotta un'analisi time-history, considerando, parimenti alla prova sperimentale, la registrazione accelerometrica del terremoto di El centro del 1940.

I risultati numerici e sperimentali ottenuti sono stati confrontati in termini di storia temporale di accelerazione in testa alla struttura (Figura 6c) dimostrando una buona corrispondenza in termini di accelerazione massima. Inoltre, la misura dello sforzo normale dimostra comunque che il modello adottato è in grado di ben riprodurre il comportamento differente esibito dal controvento a compressione e trazione (Figura 6d).

3 ANALISI NUMERICHE AI FINI DELL'INTERPRETAZIONE DELL'INTERAZIONE DINAMICA TERRENO STRUTTURA

3.1 Considerazioni Preliminari

Una volta validata la procedura di modellazione secondo quanto illustrato in Sezione precedente, questa è stata utilizzata per lo studio dell'interazione dinamica terreno-fondazione-struttura di due telai piani, MRF e CBF.

Tali telai sono stati sottoposti ad analisi dinamiche non lineari, usando come input alla base del deposito (*bedrock* sismico) un accelerogramma naturale registrato durante il terremoto dell'Aquila del 2009 (Figura 7).

Per comprendere in maniera più esaustiva il comportamento dei due telai sotto sisma, tale accelerogramma è stato scalato per svolgere

analisi "Incremental Dynamic Analysis" (IDA) (Brando et al., 201).

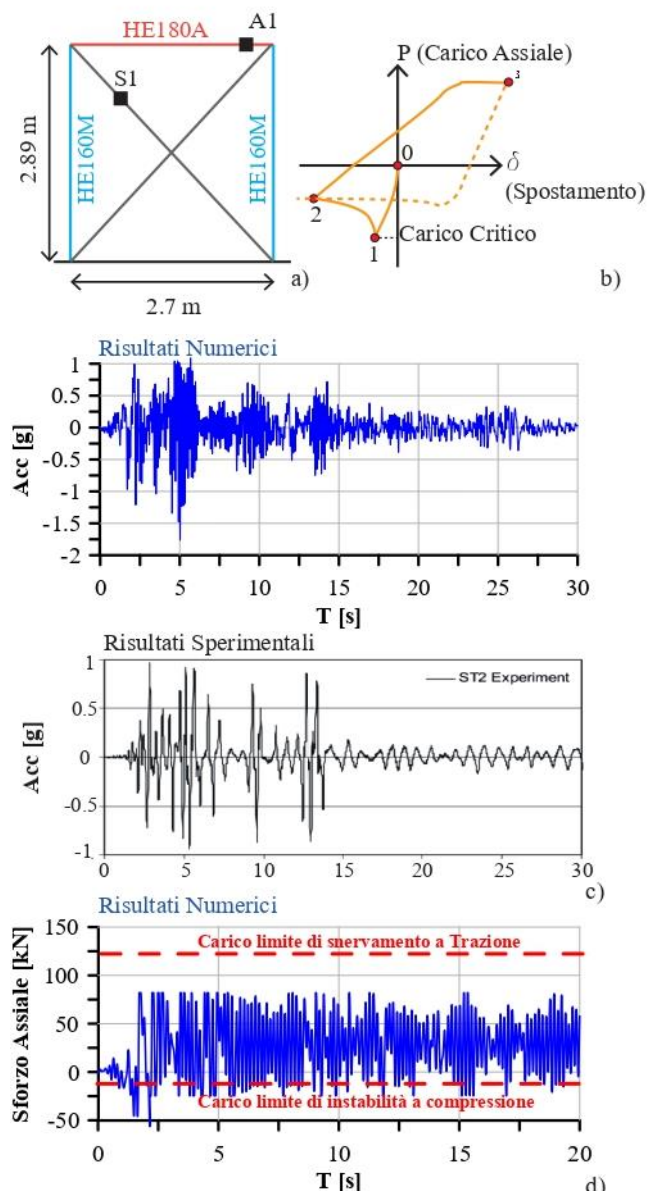


Figura 6. Validazione della procedura di modellazione di un telaio CBF in acciaio, in accordo ai test di Goggins e Salawdeh, 2013: a) Modello Fisico; b) Comportamento dei controventi nei telai CBF. c) Confronto numerico-sperimentale in termini di accelerazione in A1; d) Sforzo Assiale nel controvento.

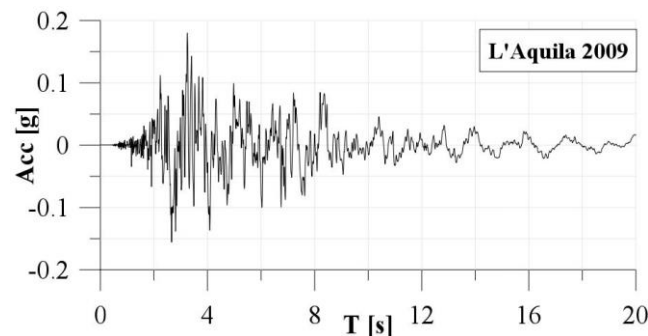


Figura 7. L'accelerogramma naturale del terremoto l'Aquila 2009 (Stazione di registrazione IT-AQK componente HNE) utilizzato ai fini delle analisi dinamiche non lineari.

Nello specifico, sono state eseguite analisi dinamiche non lineari multiple in cui l'input è stato scalato a diversi livelli di intensità fino all'attivazione di un prestabilito stato limite di salvaguardia della vita (SLV) prima e, poi, al raggiungimento del collasso, dei telai analizzati. Gli stati limite considerati sono: *i*) l'attivazione delle cerniere plastiche e raggiungimento del 2.5% del drift d'interpiano nel telaio MRF; *ii*) il raggiungimento del carico critico di instabilità a compressione di travi e/o colonne e *iii*) attingimento del 1.5% del drift d'interpiano per il telaio CBF.

3.2 I telai analizzati

I due telai sono stati considerati come elementi sismo-resistenti perimetrali di un edificio costituito da 3 campate di 9 [m] nelle due direzioni. L'edificio si sviluppa in altezza su 4 livelli completamente fuori terra, con altezza d'interpiano pari a 3.2 [m]. I telai interni sono stati assunti pendolari. Considerando la regolarità in pianta e in altezza della struttura, è stato possibile condurre analisi sismiche sugli schemi piani, come rappresentato in Figura 8.

I telai sono stati inizialmente progettati attraverso l'applicazione di analisi statiche lineari, condotte secondo le indicazioni riportate nelle Norme Tecniche di Costruzione 2018 (NTC2018) e considerando una domanda sismica coerente con l'accelerogramma di Figura 7.

Il dimensionamento delle membrature del telaio MRF è stato eseguito rispettando il criterio di Gerarchia delle Resistenze: le componenti non dissipative (colonne) ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura sono stati quindi caratterizzati da una sovrarresistenza, rispetto agli elementi dissipativi (travi), tale da consentire in questi ultimi la formazione di cerniere plastiche. La sovrarresistenza è stata quantificata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovrarresistenza. La fondazione superficiale, una platea a spessore costante, è stata dapprima predimensionata con un'altezza della soletta proporzionale all'interasse tra i pilastri ed, infine, verificata a carico limite.

L'edificio a controventi concentrici presenta 3 campate da 12 [m] e 2 livelli fuori terra con altezza d'interpiano di 3.2 [m] (Figura 9). Al fine di conseguire un comportamento duttile, il telaio è stato progettato in modo tale che la plasticizzazione delle diagonale tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilità di travi e colonne. Inoltre, per garantire il pieno sviluppo di meccanismi dissipativi, le sezioni dei controventi

sono state assunte in maniera tale che la minima e la massima sovrarresistenza dei controventi non differissero tra di loro più del 25%. In più, è stato rispettato il limite superiore di snellezza normalizzata imposto dalle norme per i controventi (pari a 2), così da assicurare un comportamento ciclico efficace anche quando l'azione sismica si inverte di segno.

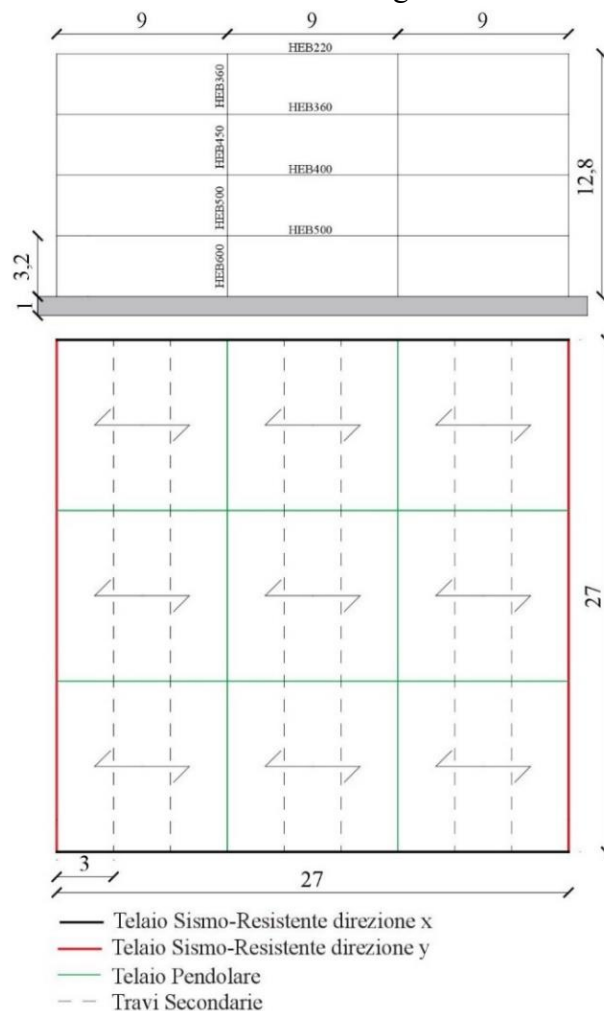


Figura 8. Caratteristiche geometriche telaio MRF.

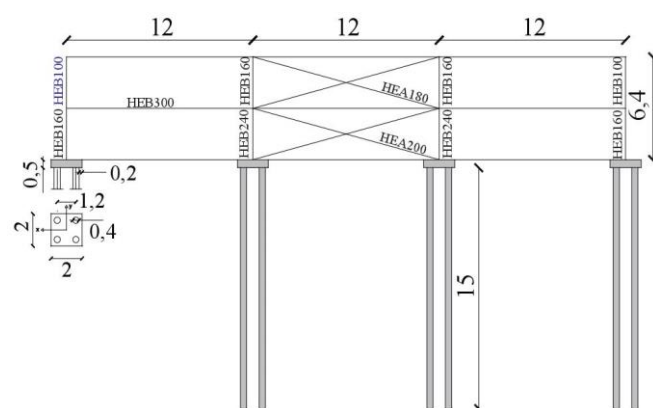


Figura 9. Caratteristiche geometriche telaio CBF

In fase di verifica, la diagonale compressa è stata considerata instabilizzata, le aste tese dunque sono le uniche in grado di resistere alle forze sismiche di progetto. Per i pali di fondazione è stata eseguita una verifica di capacità portante, una

verifica per carichi ortogonali all'asse ed infine una verifica di instabilità per carico di punta.

Entrambe le strutture, MRF e CBF, sono state progettate utilizzando uno spettro di norma (NTC18) per terreno di categoria A, categoria di sottosuolo T1 e PGA 0.2[g]. Lo spettro di progetto allo stato Limite di Salvaguardia della Vita è ottenuto adottando un fattore di struttura q pari a 4.

3.3 Modello numerico struttura intelaiata (MRF)

Il modello numerico terreno-fondazione-struttura è stato sviluppato in FLAC2D, mediante la procedura presentata nella Sezione 2. In aggiunta ai criteri già trattati, il mezzo terreno è stato simulato mediante l'utilizzo di due strati di terreno, modellati mediante elementi quadrilateri: il primo strato ha le caratteristiche di un terreno sabbioso asciutto, mentre il secondo quelle di *bedrock*. In Tabella 1 sono riportate le caratteristiche meccaniche del terreno in termini di velocità delle onde di taglio (V_s), peso per unità di volume (γ) e modulo di rigidezza a taglio iniziale (G_0).

Tabella 1. Caratteristiche meccaniche del terreno (analisi telaio MRF).

	V_s [m/s]	γ [kg/m ³]	G_0 [MPa]
Sabbia	200	1800	72
Bedrock	1200	2000	200

Gli elementi strutturali del telaio incluse travi, colonne e fondazione sono state modellate usando elementi di tipo *Beam*.

Per evitare effetti di riflessione delle onde, sui bordi laterali del modello numerico, sono state adottate condizioni di campo libero (*Free-Field Boundaries*). Il contorno inferiore, invece, è stato modellato come base elastica, introducendo vincoli di tipo assorbente (*Quiet Boundaries*) e assegnando l'input come storia temporale di tensioni. Ovviamente, gli stessi telai analizzati su base deformabile, sono stati analizzati anche su base fissa. In quest'ultimo caso, il terreno è stato modellato tramite elementi bidimensionali a cui sono stati assegnati elevati valori di rigidezza. L'analisi del modello a base rigida è stata eseguita considerando come input la storia di accelerazioni misurata in condizione *free-field* sulla stessa stratigrafia utilizzata per il telaio su terreno deformabile (Figura 10), così da includere gli effetti della risposta sismica locale anche nel modello a base fissa.

3.4 Risultati telaio MRF

Per quantificare gli effetti dell'interazione dina

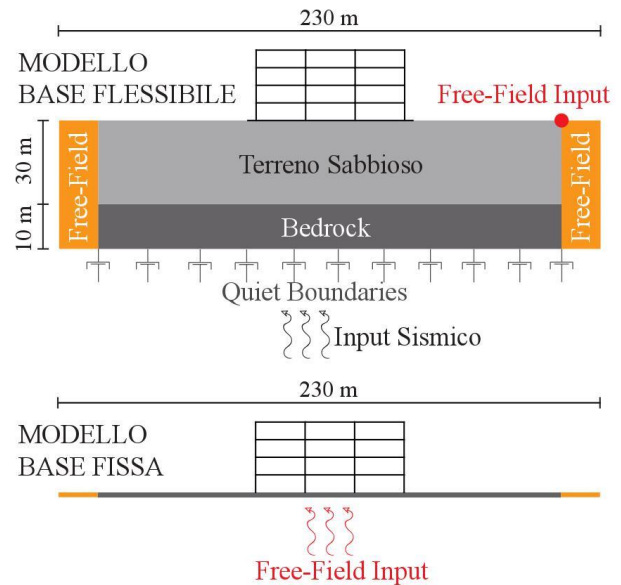


Figura 10. Modello numerico a base flessibile e fissa del telaio MRF.

mica sulla risposta non lineare del telaio MRF, i risultati delle analisi IDA, in condizione di base fissa e flessibile, sono stati confrontati in termini di accelerazione alla base in grado di provocare un superamento del 2.5% del drift d'interpiano, corrispondente all'attingimento dello SLV (Figura 11), in termini di allungamento del periodo e in termini di variazione del fattore di struttura Δq . Tale variazione è stata valutata secondo la formula fornita in eq. (1), la quale è espressa come prodotto tra il rapporto dei fattori di struttura calcolati su base flessibile e fissa e un fattore di sovrarigidità Ω_{flex} . Tale fattore di sovrarigidità è pari a 1 se la struttura plasticizza sia in condizione di base fissa che di base flessibile (in entrambi i casi si hanno rapporti domanda/capacità massimi unitari), mentre è pari al rapporto tra i valori dei massimi rapporti domanda/capacità su base flessibile e su base fissa, rispettivamente, nel caso in cui in almeno una delle condizioni (solitamente quella a base flessibile) non siano presenti plasticizzazione all'attingimento di uno spostamento corrispondente allo SLU.

$$\Delta q = \frac{\left(\frac{a_{SLU}}{a_y} \right)_{flex}}{\left(\frac{a_{SLU}}{a_y} \right)_{fix}} \cdot \Omega_{flex} \quad (1)$$

In altre parole, il fattore Ω_{flex} tiene conto del fatto che l'interazione terreno struttura sia così benefica per il telaio da non produrre plasticizzazione anche in presenza di attingimento allo SLU.

Gli effetti dell'interazione dinamica causano un allungamento del periodo fondamentale di vibrazione della struttura del 40%.

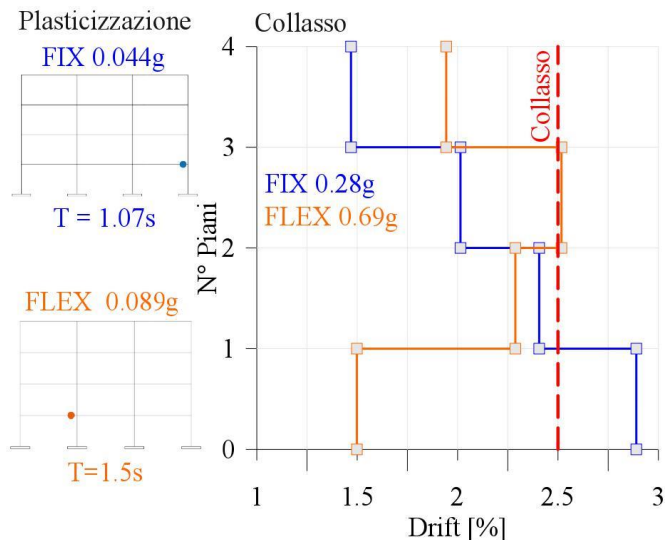


Figura 11. Telaio MRF: risultati a confronto base fissa – base flessibile in termini di attivazione del meccanismo plastico e raggiungimento dello stato limite considerato.

Questo allungamento del periodo altera in maniera significativa la risposta della struttura sotto eccitazione sismica: il modello a base flessibile raggiunge l’attivazione del meccanismo plastico e lo stato limite considerato (pari al superamento del 2.5% del drift di interpiano – SLV) per un’accelerazione d’input superiore rispetto al modello a base fissa. Nello specifico, la prima plasticizzazione si verifica per un’accelerazione d’input pari a 0.044 [g] nel telaio a base fissa e 0.089 [g] nel telaio a base flessibile. Lo stato limite di salvaguardia è raggiunto invece per un’accelerazione pari a 0.28 [g] nel telaio a base fissa e 0.69 [g] nel telaio a base flessibile.

A fronte di tali valori emerge che il telaio a base fissa è caratterizzato da un fattore di comportamento pari a $q_{fix}=6,36$, mentre il telaio a base flessibile presenta un fattore di struttura pari a $q_{flex}=7,75$. Il fattore di sovrarresistenza Ω_{flex} è invece unitario. La variazione da assumere per il fattore di struttura grazie all’effetto benefico dell’interazione terreno struttura, in presenza di un valore di σ pari a 0.0703, è dunque di $\Delta q=1.21$.

3.5 Modello numerico struttura a controventi concentrici CBF

Anche per il telaio CBF, il modello numerico, realizzato con FLAC2D, è stato costruito seguendo la procedura validata in Sezione 2.

Per la modellazione del mezzo terreno e delle condizioni di vincolo sono state adottate le stesse indicazioni del telaio MRF descritte in 3.3 con caratteristiche meccaniche del terreno sabbioso diverse. Queste sono quelle richiamate in Tabella 2.

Tabella 2. Caratteristiche meccaniche del terreno (analisi telaio CBF).

	Vs[m/s]	γ [kg/m ³]	G ₀ [MPa]
Sabbia	300	1800	162
Bedrock	1200	2000	200

3.6 Risultati telaio CBF

Gli effetti dell’interazione dinamica hanno portato ad un aumento del periodo da 0.38 [s] (CBF a base fissa) a 0.8 [s] (CBF a base deformabile). Tale incremento ha portato ad una variazione dell’accelerazione alla base che produce la prima instabilità, da 0.025 [g] in condizioni di base fissa a 0.24 [g] in condizioni di base flessibile (Figura 12). Per quanto riguarda la prima plasticizzazione, questa è avvenuta in corrispondenza di un’accelerazione di 0.16 [g] nel caso di telaio a base fissa, mentre nel caso di telaio a base flessibile non è stata ravvisata alcuna plasticizzazione prima dell’attingimento della condizione corrispondente allo SLV (drift di piano pari a 1.5%).

Lo stato limite di salvaguardia della vita è raggiunto, in condizioni di base flessibile, per un’accelerazione di input circa tre volte superiore rispetto alle condizioni di base fissa (0.8g vs 0.29g).

Questi risultati portano ad una variazione del fattore di comportamento (Δq) di 4.76, pari al valore di sovrarresistenza Ω_{flex} calcolata per il telaio a base flessibile. Tale valore deve essere applicato ad un valore di fattore di struttura, per il telaio a base fissa, di 1.81 (fattore per telaio a base flessibile pari a 8.61).

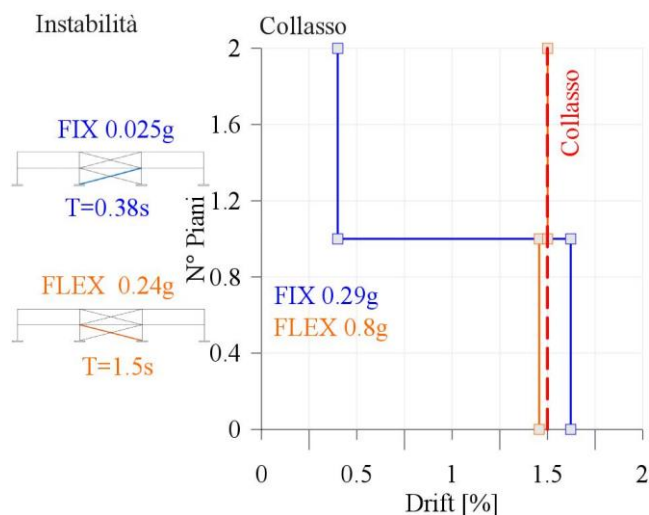


Figura 12. Telaio CBF: risultati a confronto base fissa – base flessibile in termini di attivazione del meccanismo d’instabilità e raggiungimento dello stato limite considerato.

4 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

La presente memoria ha trattato la validazione di una procedura numerica di interazione dinamica terreno-fondazione-struttura mediante la riproduzione di alcuni test su tavola vibrante presenti in letteratura.

La procedura è stata poi utilizzata per eseguire analisi dinamiche incrementali con metodo diretto su due tipologie differenti di strutture in acciaio.

Per entrambe le tipologie, gli effetti dell'interazione dinamica causano un allungamento del periodo proprio di vibrazione della struttura. Questo si traduce in un aumento del valore di accelerazione in corrispondenza del quale si ha: *i*) attivazione delle cerniere plastiche (MRF) e instabilità dei controventi (CBF); *ii*) raggiungimento dello Stato Limite considerato come ultimo a seconda della tipologia considerata. Per quanto riguarda il fattore di comportamento q , nel telaio MRF, il fattore q del telaio a base flessibile è superiore al 20% rispetto al telaio a base fissa. Nel telaio CBF, viceversa, il fattore q nella struttura a base flessibile è circa quattro volte quello a base fissa.

REFERENCES

- Brando, G., D'Agostino, F., De Matteis, G., 2015. Seismic performance of MR frames protected by viscous or hysteretic dampers. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24 (9), pp. 653-671.
- Durante, Maria Giovanna, 2015. Experimental and numerical assessment of dynamic soil-pile-structure interaction. *Diss. Ph. D. Thesis, Università degli Studi di Napoli Federico II*, Napoli.
- Georgiadis, M., C. 1992. Anagnostopoulos, and S. Saflekou. "Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand." *Canadian Geotechnical Journal* **29.2**: 208-216.
- Goggins, J., and S. Salawdeh., 2013. Validation of nonlinear time history analysis models for single-storey concentrically braced frames using full-scale shake table tests. *Earthquake engineering & Structural dynamics* **42.8**: 1151-1170.
- Manual, FLAC-Users. "Itasca Consulting Group Inc." Minnesota, USA (2019).
- Massimino, Maria Rossella, and Michele Maugeri. "Physical modelling of shaking table tests on dynamic soil-foundation interaction and numerical and analytical simulation." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **49** (2013): 1-18.
- NIST, N. "Soil-Structure-Interaction for Building Structures (NIST GCR 12-917-21)." *National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899* (2012).
- Seed, Harry Bolton. 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. *EERC*.
- Tabatabaiefar, S. Hamid Reza, Behzad Fatahi, and Bijan Samali. 2014. Numerical and experimental investigations on seismic response of building frames under influence of soil-structure interaction. *Advances in structural Engineering* **17.1**: 109-130.

- Vucetic, M., and Ricardo D. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering* **117.1**: 89-107.