

La modellazione dei fenomeni di interazione terreno struttura mediante macroelementi: elastoplasticità ed ipoplasticità

Diana Salciarini*, Claudio Tamagnini*, Stéphane Grange**, Panagiotis Kotronis***

Sommario

Nel presente lavoro due diversi macroelementi per fondazioni superficiali, recentemente sviluppati nell'ambito delle teorie della plasticità inelastica e dell'ipoplasticità, sono impiegati per valutare gli effetti dell'interazione terreno-struttura per un viadotto in c.a. precompresso soggetto ad un evento sismico. A tale fine, le previsioni del comportamento dinamico del viadotto ottenute con i macroelementi – in termini di sollecitazioni e spostamenti – sono state confrontate con quelle ottenute nel caso di terreno di fondazione infinitamente rigido. Nonostante la struttura matematica delle equazioni costitutive implementate nei due macroelementi sia molto diversa, le simulazioni eseguite mostrano risultati molto simili, sia in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali, che in termini di spostamenti orizzontali e rotazioni delle fondazioni. Nel caso esaminato, l'interazione terreno-struttura riduce in misura significativa le sollecitazioni nella struttura e la richiesta di duttilità nelle pile. L'esempio analizzato mostra che i due macroelementi presi in esame possono costituire un significativo passo in avanti nella messa a punto di strumenti di calcolo semplici, robusti ed accurati per l'analisi dei fenomeni di interazione terreno-struttura, non solo per scopi di ricerca ma anche a livello di progettazione ordinaria.

1. Introduzione

L'influenza dei fenomeni di interazione terreno-fondazione-sovrastuttura sulla risposta sismica di strutture relativamente flessibili e caratterizzate da fondazioni isolate, a pianta raccolta – quali ad es., i ponti o i viadotti – è stata oggetto di numerosi studi recenti, sia a livello teorico che sperimentale. Generalmente si ritiene che l'incremento del periodo fondamentale del sistema, dovuto alla deformabilità fondazione-terreno, e l'aumento del coefficiente di smorzamento dovuto al comportamento isteretico del terreno allo smorzamento per radiazione, producano effetti benefici sul comportamento della struttura (si veda, ad es., CIAMPOLI e PINTO, 1995; ELNASHAI e McCLURE, 1996). Lavori più recenti [GAZETAS e MYLONAKIS, 1998; MYLONAKIS e GAZETAS, 2000; JEREMIC *et al.*, 2004] hanno messo in luce come, al variare delle caratteristiche dell'input sismico, le sollecitazioni nella struttura possano risultare amplificate in presenza di interazione terreno-struttura. In tali condizioni, ignorare l'effetto della deformabilità del sistema terreno-fondazione può condurre ad una valutazione non cautelativa del livello di sicurezza strutturale.

In linea di principio, un possibile approccio alla valutazione dei fenomeni di interazione terreno-struttura per la classe di strutture precedentemente menzionata, consiste nell'utilizzare il metodo degli elementi finiti per modellare la sovrastuttura, la fondazione ed il volume significativo di terreno con essa interagente, impiegando per quest'ultimo elementi continui tridimensionali ed adottando modelli costitutivi in grado di riprodurre accuratamente le caratteristiche essenziali del comportamento del terreno in condizioni cicliche/dinamiche. Esempi di applicazione di tale metodologia sono forniti da ELGAMAL *et al.* [2008] e JEREMIC *et al.* [2009].

L'inconveniente principale di tale metodologia – che allo stato attuale ne pregiudica l'impiego nella progettazione ordinaria – risiede nella grande differenza esistente tra le dimensioni caratteristiche degli elementi strutturali e del volume significativo di terreno interagente con le fondazioni, particolarmente in condizioni sismiche, che comporta l'impiego di un numero enorme di gradi di libertà nella discretizzazione del terreno. Gli oneri computazionali che ne derivano sono affrontabili solo facendo ricorso a strumenti di calcolo capaci di parallelizzazione massiccia, particolarmente nel caso di comportamento non lineare del terreno.

Un significativo passo avanti verso la messa a punto di strumenti di calcolo efficienti, robusti ed accurati per l'analisi dei problemi di interazione terreno-struttura in campo non lineare in presenza di fondazioni superficiali a pianta raccolta è rappresentato dai cosiddetti “macroelementi” – un termine

* Dip. di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia, Italia

** Laboratoire 3S-R, UJF, INPG, CNRS, Grenoble, France

*** Institut GeM, Ecole Centrale de Nantes, Nantes, France

coniato per la prima volta da NOVA e MONTRASIO [1991] – per la descrizione della risposta del sistema fondazione-terreno mediante un'unica equazione costitutiva che descrive il comportamento globale del sistema.

Elemento chiave per la modellazione di alcune delle caratteristiche fondamentali del comportamento globale del sistema fondazione-terreno – *i.e.*, nonlinearity, irreversibilità, dipendenza dalla storia di carico precedente, accoppiamento tra i diversi gradi di libertà del sistema – messe in luce mediante prove su modelli in scala ridotta, consiste nel formulare le equazioni costitutive del macroelemento *in forma incrementale*, sotto forma di leggi di evoluzione per le grandezze di stato del sistema. Non sorprende pertanto che le prime applicazioni del concetto di macroelemento siano basate sui principi della teoria della plasticità incrudente. La prima applicazione al riguardo è dovuta a NOVA e MONTRASIO [1991]. Macroelementi per fondazioni soggette a carichi monotoni, formulati a partire da una base sperimentale più ampia, sono stati proposti successivamente da MONTRASIO e NOVA [1997]; GOTTARDI *et al.* [1999]; MARTIN e HOULSBY [2001]; LE PAPE e SIEFFERT [2001]; HOULSBY e CASSIDY [2002]; e BIENEN *et al.* [2006]. L'applicazione del concetto di macroelemento alla modellazione del comportamento ciclico/dinamico di fondazioni dirette è discussa nei lavori di CRÉMER *et al.*, [2001; 2002], DI PRISCO *et al.* [2003; 2006], CHATZIGOGOS *et al.* [2008], GRANGE [2008], e GRANGE *et al.* [2008; 2009a], che sfruttano i principi della elastoplasticità ad incrudimento cinematico per riprodurre la risposta isteretica del sistema fondazione-terreno.

Un approccio alternativo alla teoria della plasticità è stato utilizzato da SALCIARINI e TAMAGNINI [2009], che hanno derivato le equazioni costitutive di un macroelemento inelastico a partire dai principi base della teoria della ipoplasticità generalizzata [NIEMUNIS, 2002]. Per estendere la formulazione base del macroelemento alle condizioni di carico ciclico/dinamico, il modello è stato arricchito con una opportuna variabile interna a carattere cinematico (lo *spostamento interno*), adattando alle equazioni costitutive formulate a livello globale l'approccio proposto da NIEMUNIS e HERLE [1997] per i mezzi continui. Il macroelemento ipoplastico così ottenuto è caratterizzato dalla assenza di un vero e proprio dominio elastico nello spazio delle sollecitazioni generalizzate e da una variazione continua della matrice di rigidezza del sistema con la direzione della velocità generalizzata (non linearità incrementale).

Obiettivo del presente lavoro è, da un lato valutare le potenzialità offerte dall'impiego di macroelementi per la valutazione quantitativa degli effetti dell'interazione terreno-struttura; dall'altro confrontare tra loro gli approcci alternativi delle teorie

della plasticità e dell'ipoplasticità nella formulazione dei macroelementi. A tale scopo, i due modelli recentemente proposti da GRANGE *et al.* [2009a] e da SALCIARINI e TAMAGNINI [2009] sono stati impiegati nella simulazione numerica della risposta sismica di un viadotto in c.a. a quattro campate, preso a modello di una classe di strutture di notevole interesse pratico.

Il lavoro è articolato nel modo seguente. Nel paragrafo 2 sono illustrate le formulazioni generali delle equazioni costitutive incrementali fornite dalle teorie della plasticità e dell'ipoplasticità per macroelementi inelastici. I dettagli relativi alle equazioni costitutive dei due particolari macroelementi presi in esame sono forniti nel paragrafo 3. Il paragrafo 4 illustra il particolare problema applicativo scelto come caso di studio. Per rendere significativo il confronto tra i due diversi macroelementi, particolare attenzione è stata posta al problema della calibrazione delle costanti dei due modelli, affrontato nel paragrafo 5. I principali risultati delle simulazioni numeriche condotte con i due diversi macroelementi, ed in assenza di interazione terreno-struttura, sono discussi e posti a confronto tra loro nel paragrafo 6. Infine, alcune considerazioni conclusive sono riassunte nel paragrafo 7.

Notazione

Nel seguito, vettori e matrici sono rappresentati mediante simboli in grassetto, mentre i simboli in corsivo sono utilizzati per le loro componenti e per le altre quantità scalari. Il simbolo $(\cdot)^T$ indica l'operazione di trasposizione. Il simbolo \mathbf{R} rappresenta l'insieme dei numeri reali.

2. Il concetto di macroelemento per le fondazioni superficiali

2.1. Considerazioni generali

Nell'approccio globale basato sul concetto di macroelemento, la risposta del sistema fondazione diretta-terreno ad un determinato sistema di sollecitazioni applicate è descritta mediante una singola equazione costitutiva del tipo:

$$\mathbf{T}(t) = \mathcal{G}[\mathbf{U}^{(t)}(\tau)] \quad -\infty < \tau \leq t \quad (1)$$

nella quale il vettore delle forze generalizzate applicate alla fondazione:

$$\mathbf{T} := \left\{ V, H_x, \frac{M_y}{B_x}, H_y, \frac{M_x}{B_y} \right\}^T$$

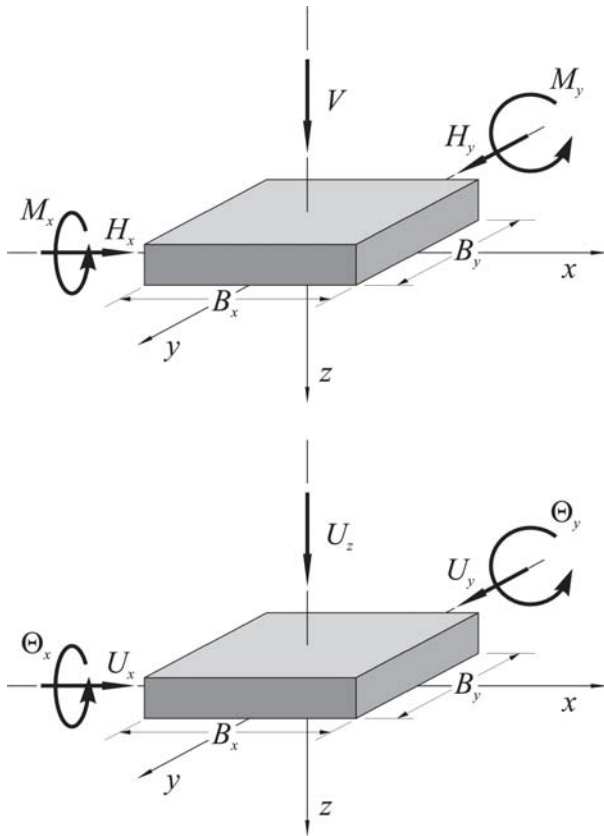


Fig. 1 – Componenti dei vettori T e U : a) forze generalizzate; b) spostamenti generalizzati.
 Fig. 1 – Components of vectors T e U : a) generalized forces; b) generalized displacements.

è espresso in funzione della *storia* degli spostamenti generalizzati, raccolti nel vettore:

$$U := \{U_z, U_x, \Theta_y B_x, U_y, \Theta_x B_y\}^T$$

Nelle precedenti definizioni di T e U , le grandezze B_x e B_y rappresentano due dimensioni caratteristiche della fondazione, nelle direzioni orizzontali x ed y , come illustrato in figura 1. Tenuto conto delle caratteristiche delle strutture oggetto del presente lavoro, nel definire le grandezze T e U , il momento torcente M_z e la rotazione Θ_z attorno all'asse della fondazione sono stati considerati trascurabili. L'estensione al caso di macroelementi con 6 gradi di libertà, per la modellazione delle fondazioni di piattaforme off-shore, è discussa da BIENEN *et al.* [2006].

Per evitare il ricorso a funzionali \mathcal{G} nonlineari e non differenziabili – indispensabili per descrivere il comportamento nonlineare ed irreversibile che le fondazioni tipicamente manifestano quando sono sottoposte a percorsi di carico complessi ed a carattere ciclico – l'equazione costitutiva equazione (1) è tipicamente riformulata come *legge di evoluzione* delle forze generalizzate:

$$\dot{T} = F(T, Q; \dot{U}) \quad (2)$$

a partire da uno stato noto, definito dalle grandezze T e Q . Quest'ultima quantità è un vettore che raccoglie l'insieme delle variabili di stato interne, che quantificano l'effetto della storia di carico sulla risposta del sistema.

Per gli sviluppi successivi, risulta conveniente esprimere i vettori forza e spostamento generalizzati nella seguente forma adimensionale [GRANGE, 2008; GRANGE *et al.*, 2008]:

$$t = \{v, h_x, m_y, h_y, m_x\}^T := \frac{1}{V_f} T \quad (3)$$

$$u = \{u_z, u_x, \theta_y, u_y, \theta_x\}^T := \frac{\ell}{A} U \quad (4)$$

nelle quali V_f rappresenta il carico limite della fondazione in assenza di momenti e forze orizzontali; $A = B_x B_y$ l'area della fondazione, ed $\ell = \sqrt{B_x^2 + B_y^2}$ una lunghezza caratteristica che tiene conto del rapporto di forma B_x/B_y tra le dimensioni della fondazione.

Con le definizioni (3) e (4), l'equazione costitutiva del macroelemento può essere posta nella seguente forma adimensionale:

$$\dot{i} = f(t, q, \dot{u}) \quad (5)$$

dove q rappresenta il vettore delle variabili interne adimensionali, derivato da Q attraverso una opportuna procedura di normalizzazione.

Le proprietà della funzione costitutiva $f(t, q, \dot{u})$ sono definite a partire dalle caratteristiche fondamentali del comportamento sperimentalmente osservato su fondazioni dirette in vera grandezza o a scala ridotta. Qualora la risposta del sistema fondazione-terreno alle sollecitazioni applicate sia indipendente dal tempo (*i.e.*, in assenza di processi di consolidazione o di fenomeni di deformazione viscosa nel terreno di fondazione), la funzione f deve essere una funzione omogenea di primo grado della velocità generalizzata \dot{u} . Per poter descrivere comportamenti di tipo irreversibile, h deve inoltre essere una funzione non lineare di \dot{u} . Tenendo conto di tali considerazioni e sfruttando il teorema di Eulero per le funzioni omogenee, l'equazione (5) può assumere la seguente forma alternativa:

$$\dot{i} = K(t, q, \eta) \dot{u} \quad (6)$$

nella quale K rappresenta la matrice di rigidità tangente del sistema, funzione dello stato di sollecitazione corrente t , della storia di carico precedente descritta dalle variabili interne q , e del vettore unitario

$$\boldsymbol{\eta} = \frac{\dot{\mathbf{u}}}{\|\dot{\mathbf{u}}\|}$$

che individua la direzione della velocità generalizzata della fondazione.

Nel seguito, verranno esaminate due possibili strategie alternative per la costruzione della funzione \mathbf{K} : la teoria classica della plasticità incrudente e la teoria dell'ipoplasticità.

2.2. Formulazione basata sulla teoria della plasticità incrudente

Per i macroelementi sviluppati nell'ambito della teoria della plasticità incrudente, (e.g., NOVA e MONTRASIO, 1991; DI PRISCO *et al.*, 2006; GRANGE, 2008), la matrice di rigidezza tangente del sistema è derivata a partire dalle seguenti ipotesi fondamentali:

- 1) Decomposizione additiva della velocità generalizzata in una componente elastica (reversibile) ed in una componente plastica (irreversibile):

$$\dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}^e + \dot{\mathbf{u}}^p \quad (7)$$

- 2) Esistenza di un legame elastico tra forza generalizzata e componente elastica della velocità generalizzata:

$$\dot{\mathbf{i}} = \mathbf{K}^e(\mathbf{t})\dot{\mathbf{u}}^e \quad (8)$$

dove \mathbf{K}^e rappresenta la matrice di rigidezza elastica tangente del sistema fondazione-terreno.

- 3) Esistenza di un dominio elastico:

$$\mathcal{E} := \left\{ (\mathbf{t}, \mathbf{q}) \in \mathbb{R}^5 \times \mathbb{R}^{n_q} \mid f_y(\mathbf{t}, \mathbf{q}) \leq 0 \right\} \quad (9)$$

definito a partire da una opportuna funzione di snervamento $f_y(\mathbf{t}, \mathbf{q})$. La frontiera \mathcal{S}_y di \mathcal{E} , di equazione $f_y(\mathbf{t}, \mathbf{q})=0$, rappresenta la superficie di snervamento del sistema.

- 1) Esistenza di una funzione potenziale plastico $g(\mathbf{t}, \mathbf{q})$, a partire dalla quale la componente plastica della velocità generalizzata è valutata mediante la seguente legge di flusso:

$$\dot{\mathbf{u}}^p = \dot{\gamma} \frac{\partial g}{\partial \mathbf{t}}(\mathbf{t}, \mathbf{q}) \quad (\dot{\gamma} \geq 0) \quad (10)$$

nella quale $\dot{\gamma}$ è il moltiplicatore plastico.

- 2) Esistenza di una superficie limite \mathcal{S}_f nello spazio delle forze generalizzate:

$$\mathcal{S}_f := \left\{ (\mathbf{t}, \mathbf{q}) \in \mathbb{R}^5 \times \mathbb{R}^{n_q} \mid f_c(\mathbf{t}, \mathbf{q}) \leq 0 \right\} \quad (11)$$

che separa gli stati di sollecitazione ammissibili per il sistema terreno-fondazione da quelli non consentiti, ed in corrispondenza della quale la fondazione giunge a collasso.

- 3) Esistenza di una opportuna legge di incrudimento che associa l'evoluzione delle variabili interne allo sviluppo di deformazioni irreversibili del sistema:

$$\dot{\mathbf{q}} = \dot{\gamma} \mathbf{h}(\mathbf{t}, \mathbf{q}) \quad (12)$$

Nella costruzione della funzione $\mathbf{h}(\mathbf{t}, \mathbf{q})$ – detta funzione di incrudimento – è necessario tenere conto del vincolo posto dalla precedente ipotesi (11).

Imponendo la condizione di consistenza di Prager:

$$\dot{f}_y = \frac{\partial f_y}{\partial \mathbf{t}} \cdot \dot{\mathbf{t}} + \frac{\partial f_y}{\partial \mathbf{q}} \cdot \dot{\mathbf{q}} = 0 \quad (12.i)$$

per i processi plastici ($\dot{\gamma} > 0$) e tenendo conto delle equazioni (7)-(12), si ottengono le seguenti equazioni costitutive per il macroelemento elastoplastico:

$$\dot{\mathbf{i}} = \mathbf{K}^{ep}(\mathbf{t}, \mathbf{q})\dot{\mathbf{u}} \quad \mathbf{K}^{ep} := \mathbf{K}^e - \frac{H(\dot{\gamma})}{K_p} \left\{ \mathbf{K}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \mathbf{t}} \right) \left(\frac{\partial f_y}{\partial \mathbf{t}} \right)^T \mathbf{K}^e \right\} \quad (13)$$

$$\dot{\mathbf{q}} = \mathbf{H}(\mathbf{t}, \mathbf{q})\dot{\mathbf{u}} \quad \mathbf{H} := \frac{H(\dot{\gamma})}{K_p} \mathbf{h} \left(\frac{\partial f_y}{\partial \mathbf{t}} \right)^T \mathbf{K}^e \quad (14)$$

nelle quali $K_p > 0$ è una grandezza scalare data da:

$$K_p := \left(\frac{\partial f_y}{\partial \mathbf{t}} \right)^T \mathbf{K}^e \frac{\partial g}{\partial \mathbf{t}} - \left(\frac{\partial f_y}{\partial \mathbf{t}} \right)^T \mathbf{h} \quad (15)$$

e $H(\dot{\gamma})$ rappresenta la funzione di Heaviside, pari ad uno se il moltiplicatore plastico:

$$\dot{\gamma} := \frac{1}{K_p} \left(\frac{\partial f_y}{\partial \mathbf{t}} \right)^T \mathbf{K}^e \dot{\mathbf{u}}$$

è positivo, e zero altrimenti.

2.3. Formulazione basata sulla teoria della ipoplasticità

Nell'approccio della teoria dell'ipoplasticità generalizzata, non è necessaria alcuna decomposizione della velocità generalizzata quale quella introdotta nell'equazione (7). La funzione costitutiva \mathbf{f} viene costruita a partire dalla seguente espressione generale:

$$\dot{\mathbf{i}} = \mathbf{L}(\dot{\mathbf{u}} - Y \mathbf{m} \|\dot{\mathbf{u}}\|) \quad (16)$$

nella quale la matrice $\mathbf{L}(\mathbf{t}, \mathbf{q})$, il vettore unitario $\mathbf{m}(\mathbf{t}, \mathbf{q})$ e la quantità scalare $Y(\mathbf{t})$ (che assume valori nel campo compreso tra 0 ed 1) sono opportune funzioni costi-

tutive, costruite a partire da alcuni aspetti fondamentali del comportamento osservato del sistema.

L'applicazione del teorema di Eulero al secondo membro della equazione (16) consente di riscrivere quest'ultima nella forma equivalente:

$$\dot{\mathbf{i}} = \mathbf{K}^{hp}(\mathbf{t}, \mathbf{q}, \boldsymbol{\eta}) \dot{\mathbf{u}} \quad \mathbf{K}^{hp} := \mathbf{L} - \mathbf{Y} \mathbf{m} \boldsymbol{\eta}^T \quad (17)$$

dove $\mathbf{K}^{hp}(\mathbf{t}, \mathbf{q}, \boldsymbol{\eta})$ rappresenta la matrice di rigidità tangente del sistema. Si noti che, a differenza della teoria della plasticità, nella quale la matrice di rigidità assume solo due valori distinti (elastica ed elastoplastica) al variare della direzione della velocità generalizzata, nella teoria dell'ipoplasticità la rigidità tangente del sistema è una funzione continua di $\boldsymbol{\eta}$. Tale proprietà è definita *nonlinearità incrementale* da DARVE [1978].

Il significato fisico delle tre funzioni costitutive \mathbf{L} , \mathbf{m} ed \mathbf{Y} risulta chiaro se si assume che la funzione scalare \mathbf{Y} , detta *funzione di carico*, assuma valori prossimi a zero all'interno del dominio di collasso \mathcal{S}_f , e cresca monotonicamente al diminuire della distanza da \mathcal{S}_f dello stato di sollecitazione corrente, fino a raggiungere un valore pari a 1 per $\mathbf{t} = \mathbf{t}_f \in \mathcal{S}_f$.

Quando lo stato corrente è tale che $\mathbf{Y} \rightarrow 0$, l'equazione (16) si riduce a:

$$\dot{\mathbf{i}} \simeq \mathbf{L} \dot{\mathbf{u}}$$

e la risposta del sistema è approssimativamente lineare. In tali condizioni, la matrice \mathbf{L} può essere assimilata alla matrice di rigidità elastica \mathbf{K}^e della teoria della plasticità.

Immaginando di sottoporre il sistema fondazione-terreno a spostamenti imposti con modulo e direzione della velocità costanti ($\dot{\mathbf{u}} = \|\dot{\mathbf{u}}\| = \boldsymbol{\eta} = C \boldsymbol{\eta}$ costante), nelle condizioni di collasso ($\mathbf{Y} = 1$), si avrà:

$$\dot{\mathbf{i}} = C \mathbf{L}(\boldsymbol{\eta} - \mathbf{m}) = \mathbf{0} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{\eta} = \mathbf{m}$$

dal momento che la matrice \mathbf{L} è non singolare. Il vettore \mathbf{m} rappresenta dunque la direzione del cinematismo di collasso associato allo stato di sollecitazione $\mathbf{t}_f \in \mathcal{S}_f$ raggiunto asintoticamente dal sistema.

Per poter descrivere in maniera più accurata la risposta del sistema fondazione-terreno a percorsi di sollecitazione di tipo ciclico, SALCIARINI e TAMAGNINI [2009] hanno introdotto la seguente modifica all'equazione costitutiva (17), suggerita dall'estensione proposta da NIEMUNIS and HERLE [1997] per il modello costitutivo ipoplastico di VON WOLFFERSDORFF [1996].

Si indichi con $\boldsymbol{\delta}$ una variabile interna a carattere vettoriale, detta *spostamento interno*, la cui legge di evoluzione è data da:

$$\dot{\boldsymbol{\delta}} = \begin{cases} (\mathbf{I} - \rho^\beta \boldsymbol{\eta}_\delta \boldsymbol{\eta}_\delta^T) \dot{\mathbf{u}} & (\boldsymbol{\eta}^T \boldsymbol{\eta}_\delta > 0) \\ \dot{\mathbf{u}} & (\boldsymbol{\eta}^T \boldsymbol{\eta}_\delta \leq 0) \end{cases} \quad (18)$$

dove $\boldsymbol{\eta}_\delta = \boldsymbol{\delta} / \|\boldsymbol{\delta}\|$ è il vettore unitario che fornisce la direzione dello spostamento interno; $\rho \in [0, 1]$ è una opportuna misura normalizzata del modulo di $\boldsymbol{\delta}$; β_r una costante del modello, ed \mathbf{I} la matrice identità. La legge di evoluzione (18) è costruita in modo tale che per spostamenti proporzionali imposti sufficientemente grandi, lo spostamento interno tende a risultare tangente al percorso degli spostamenti generalizzati (Fig. 2).

Nel caso in cui lo spostamento interno $\boldsymbol{\delta}$ appartenga all'insieme delle variabili interne del macroelemento, l'equazione costitutiva (17) si modifica come segue [SALCIARINI e TAMAGNINI, 2009]:

$$\dot{\mathbf{i}} = \mathbf{K}^{hp}(\mathbf{t}, \mathbf{q}, \boldsymbol{\delta}) \dot{\mathbf{u}} \quad (19)$$

dove:

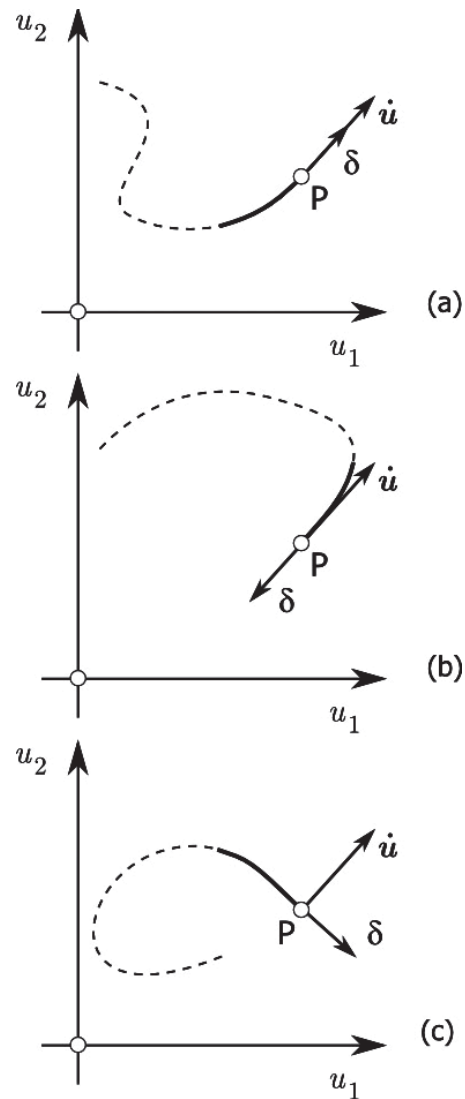


Fig. 2 – Effetto della storia degli spostamenti sulla risposta del sistema, per un assegnato stato di sollecitazione, al variare della direzione della velocità $\dot{\mathbf{u}}$.
Fig. 2 – Effect of the displacement history on the system response, for a given load state, for different velocity directions $\dot{\mathbf{u}}$.

$$\mathbf{K}^{hp}(\mathbf{t}, \mathbf{q}, \boldsymbol{\delta}) := [\rho^\chi m_T + (1 - \rho^\chi) m_R] \mathbf{L}(\mathbf{t}, \mathbf{q}) + \tilde{\mathbf{K}}(\mathbf{t}, \mathbf{q}, \boldsymbol{\delta}) \quad (20)$$

e:

$$\tilde{\mathbf{K}}(\mathbf{t}, \mathbf{q}, \boldsymbol{\delta}) := \begin{cases} \rho^\chi (1 - m_T) \mathbf{L} \boldsymbol{\eta}_\delta \boldsymbol{\eta}_\delta^T - \rho^\chi Y \mathbf{m} \boldsymbol{\eta}_\delta^T & (\boldsymbol{\eta}^T \boldsymbol{\eta}_\delta > 0) \\ \rho^\chi (m_R - m_T) \mathbf{L} \boldsymbol{\eta}_\delta \boldsymbol{\eta}_\delta^T & (\boldsymbol{\eta}^T \boldsymbol{\eta}_\delta \leq 0) \end{cases} \quad (21)$$

con m_T , m_R e χ costanti del modello.

Grazie alla legge di evoluzione (18), lo spostamento interno $\boldsymbol{\delta}$ conserva memoria della storia degli spostamenti occorsi durante le fasi di carico precedenti. Al variare della direzione della velocità generalizzata rispetto alla direzione dello spostamento interno, l'equazione costitutiva (20) può assumere le seguenti forme particolari:

- 1) Per percorsi di sollecitazione proporzionali sufficientemente lunghi, $\rho \rightarrow 1$ and $\boldsymbol{\eta}_\delta \rightarrow \boldsymbol{\eta}$ (Fig. 2a); in tali condizioni, le equazioni (20), (21) forniscono:

$$\dot{\mathbf{t}} = \mathbf{L}(\dot{\mathbf{u}} - Y \mathbf{m} \|\dot{\mathbf{u}}\|)$$

vale a dire, l'equazione (16) del modello ipoplastico originale.

- 2) In presenza di una inversione completa del percorso di deformazione a partire da uno stato ipoplastico (i.e., $\boldsymbol{\eta} = -\boldsymbol{\eta}_\delta$ e $\rho = 1$), si ha invece:

$$\mathbf{K}^{hp} = m_R \mathbf{L} \quad (22)$$

e la risposta del sistema è localmente (ipo)elastica.

- 3) Infine, per percorsi di deformazione ortogonali alla direzione dello spostamento interno a partire da stati ipoplastici (i.e., $\boldsymbol{\eta} \cdot \boldsymbol{\eta}_\delta = 0$ e $\rho = 1$) si ha:

$$\mathbf{K}^{hp} = m_T \mathbf{L} \quad (23)$$

e la risposta del sistema è ancora localmente (ipo)elastica, ma caratterizzata da una rigidità diversa (tipicamente non maggiore di quella osservabile in presenza di inversioni complete del percorso di carico, il che suggerisce $m_T \leq m_R$).

In tutti i casi intermedi, l'espressione della rigidità tangente del sistema è ottenuta per interpolazione.

3. I macroelementi presi in esame

I modelli macroscopici per le fondazioni dirette messi a confronto nel presente lavoro sono: il macroelemento elastoplastico ad incrudimento cinematico proposto da GRANGE [2008], GRANGE *et al.* [2008] e GRANGE *et al.* [2009a] per l'analisi di problemi di interazione terreno-struttura in condizioni sismiche, ed il macroelemento ipoplastico di SALCIARINI e TAMAGNINI [2009]. Nel seguito si fornisce una breve descrizione degli elementi salienti delle due

formulazioni, rimandando ai riferimenti citati per maggiori dettagli.

3.1. Il macroelemento elastoplastico

Il macroelemento elastoplastico di GRANGE *et al.*, [2009a] prevede la seguente decomposizione della velocità generalizzata:

$$\dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}^e + \dot{\mathbf{u}}^p + \dot{\mathbf{u}}^{wp} \quad (24)$$

Le velocità $\dot{\mathbf{u}}^p$ e $\dot{\mathbf{u}}^{wp}$ corrispondono a due differenti meccanismi di deformazione plastica: il primo è legato alle deformazioni irreversibili che si sviluppano nel terreno di fondazione man mano che le sollecitazioni applicate si avvicinano alle condizioni di collasso per superamento della capacità portante della fondazione; il secondo è dovuto alla parzializzazione dell'area di contatto tra fondazione e terreno (meccanismo definito "uplift" da GRANGE *et al.*, [2009a]). Nel presente lavoro, il meccanismo plastico associato alla parzializzazione del piano di posa non è stato preso in considerazione; si rimanda ai lavori di GRANGE [2008], GRANGE *et al.*, [2009a] per maggiori dettagli.

La componente elastica della velocità generalizzata è fornita dal legame elastico (8), nel quale la matrice di rigidità è data da:

$$\mathbf{K}^e = \text{diag}\{k_{vv}, k_{hx}, k_{my}, k_{hy}, k_{mx}\} \quad (25)$$

con:

$$k_\alpha = \frac{\sqrt{A}}{\ell} \frac{G}{q_f} \frac{1}{(1-\nu)} \beta_\alpha \quad (26)$$

ed $\alpha \in \{vv, hx, my, hy, mx\}$. Nella equazione (25), G e ν rappresentano il modulo di taglio ed il coefficiente di Poisson equivalenti del terreno, considerato come un semispazio elastico lineare omogeneo ed isotropo; $q_f := V_f/A$ è la pressione limite di collasso della fondazione per il caso di carico verticale centrato, ed i coefficienti adimensionali β_α sono forniti da PHILIPPONNAT e HUBERT [2003] in funzione del rapporto B_x/B_y tra le dimensioni della fondazione.

Il dominio elastico del macroelemento è definito a partire dalla seguente funzione di snervamento:

$$f_y(\mathbf{t}, \boldsymbol{\tau}, \gamma, \rho) = \left\{ \frac{h_x}{\rho a v^c (\gamma - v)^d} - \frac{\tau_{hx}}{\rho} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_y}{\rho b v^e (\gamma - v)^f} - \frac{\tau_{my}}{\rho} \right\}^2 + \left\{ \frac{h_y}{\rho a v^c (\gamma - v)^d} - \frac{\tau_{hy}}{\rho} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_x}{\rho b v^e (\gamma - v)^f} - \frac{\tau_{mx}}{\rho} \right\}^2 - 1 = 0 \quad (27)$$

nella quale a, b, c, d, e ed f sono costanti del modello, mentre τ, ρ e γ sono variabili interne che controlla-

no la posizione, la dimensione e la forma della superficie di snervamento.

La superficie di collasso, che racchiude gli stati di sollecitazione ammissibili per la fondazione, e delimita dunque le possibili traslazioni della superficie di snervamento, si ottiene dalla equazione (27) ponendo $\tau=0$ e $\rho=\gamma=1$:

$$f_c(\mathbf{t}) = \left\{ \frac{h_x}{av^c(1-v)^d} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_y}{bv^e(1-v)^f} \right\}^2 + \left\{ \frac{h_y}{av^c(1-v)^d} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_x}{bv^e(1-v)^f} \right\}^2 - 1 = 0 \quad (28)$$

Una rappresentazione grafica di alcune superfici di snervamento (per diversi valori delle variabili interne) e della superficie di collasso è fornita in figura 3.

In condizioni di snervamento ($f=0$ ed $\dot{f}=0$), la componente plastica della velocità generalizzata è fornita dalla equazione (10), con la funzione potenziale plastico seguente:

$$g(\mathbf{t}, \tau, \gamma, \rho, v_0) = \left\{ \frac{h_x(\kappa\gamma + v_0)^d}{\rho av_0^c(\gamma - v)^d(\kappa\gamma + v)^d} - \frac{\tau_{hx}}{\rho} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_y(\xi\gamma + v_0)^f}{\rho bv_0^e(\gamma - v)^f(\xi\gamma + v)^f} - \frac{\tau_{my}}{\rho} \right\}^2 + \left\{ \frac{h_y(\kappa\gamma + v_0)^d}{\rho av_0^c(\gamma - v)^d(\kappa\gamma + v)^d} - \frac{\tau_{hy}}{\rho} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_x(\xi\gamma + v_0)^f}{\rho bv_0^e(\gamma - v)^f(\xi\gamma + v)^f} - \frac{\tau_{mx}}{\rho} \right\}^2 - 1 = 0 \quad (29)$$

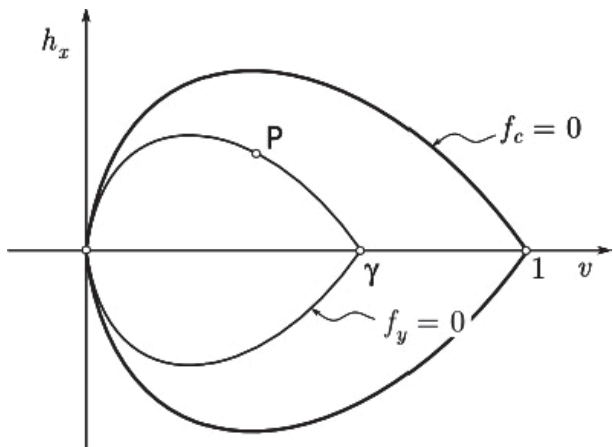


Fig. 3 – Modello elastoplastico di GRANGE *et al.* [2009]: evoluzione delle superfici di snervamento con la deformazione plastica e superficie di collasso.

Fig. 3 – *Elastoplastic model by GRANGE et al. [2009]: evolution of the yield surfaces with the plastic deformation, and failure surface.*

nella quale κ e ξ sono due costanti del modello e v_0 il valore della forza verticale normalizzata nello stato corrente – si vedano GRANGE [2008]; GRANGE *et al.* [2008] per maggiori dettagli.

Le variabili interne τ , γ e ρ controllano, rispettivamente, la posizione del centro della superficie di snervamento, la sua dimensione nella direzione dell'asse v e la sua forma. La struttura delle loro leggi di evoluzione con la deformazione plastica – equazione (12) – è derivata a partire dalle osservazioni sperimentali di GOTTARDI *et al.* [1999] e dai risultati delle simulazioni numeriche agli elementi finiti di CRÉMER *et al.* [2001]. In particolare, la legge di evoluzione per τ è formulata in maniera tale da rispettare la condizione di tangenza tra superficie di snervamento e superficie di collasso per stati di sollecitazione t_f tali che $F(t_f)=0$ (si veda ad es., PREVOST, 1977). I dettagli della formulazione delle leggi di incrudimento per le variabili interne sono forniti da GRANGE [2008].

La calibrazione del macroelemento elastoplastico richiede la determinazione di 16 costanti, il cui significato è descritto nella tabella I.

Le costanti B_x e B_y definiscono la geometria della fondazione; le costanti k_{vv} , k_{hx} , k_{my} , k_{hy} e k_{mxy} rappresentano le componenti della matrice di rigidità elastica normalizzata; le costanti a , b , c , d , e ed f controllano la forma della superficie di snervamento; le costanti ξ e κ controllano la direzione del flusso plastico nei piani (h_x, v) , (h_y, v) , (m_x, v) ed (m_y, v) , ed infine V_f rappresenta la capacità portante della fondazione per carico verticale centrato. Nel presente lavoro, quest'ultima quantità è assunta costante per semplicità. Tuttavia, per tenere conto della variazione della capacità portante con l'incremento della profondità media del piano di posa, è possibile incorporare V_f nell'insieme delle variabili interne, dotandola di una opportuna legge di evoluzione come suggerito da SALCIARINI e TAMAGNINI [2009].

3.2. Il macroelemento ipoplastico

Nella formulazione di un macroelemento basato sui principi esposti nel precedente paragrafo 2.3, SALCIARINI e TAMAGNINI [2009] hanno preso spunto dal modello di NOVA e MONTRASIO [1991] per definire sia la funzione di carico Y che la direzione del flusso plastico \mathbf{m} .

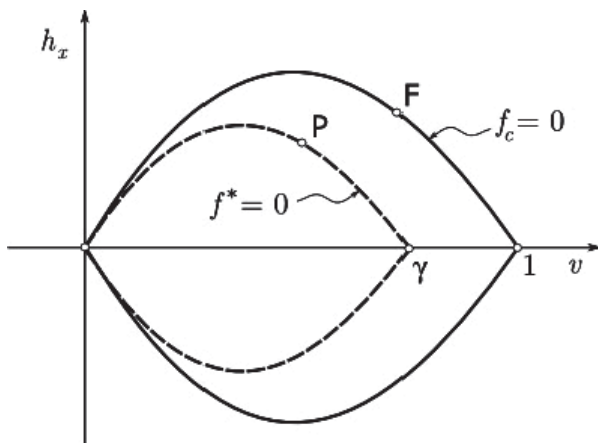
Nello spazio delle sollecitazioni adimensionalizzate, la superficie di collasso utilizzata da NOVA e MONTRASIO [1991] può essere generalizzata nel modo seguente:

$$f_c(\mathbf{t}) = \left\{ \frac{h_x}{\mu} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_x}{\psi} \right\}^2 + \left\{ \frac{h_y}{\mu} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_y}{\psi} \right\}^2 - v^2(1-v)^{2\beta} = 0 \quad (30)$$

Tab. I – Descrizione delle costanti del macroelemento elastoplastico.

Tab. I – Description of the elastoplastic macroelement constants.

Costante	Dimensioni fisiche	Descrizione
B_x	[L]	dimensioni della fondazione
B_y	[L]	
k_{vv}	[-]	componenti della matrice di rigidità elastica
k_{hx}	[-]	
k_{my}	[-]	
k_{hy}	[-]	
k_{mx}	[-]	
a	[-]	parametri della funzione di snervamento
b	[-]	
c	[-]	
d	[-]	
e	[-]	
f	[-]	
ξ	[-]	parametri della funzione potenziale plastico
k	[-]	
V_f	[F]	capacità portante per carico verticale centrato

Fig. 4 – Definizione della superficie $f=0$ e della grandezza γ .
Fig. 4 – Definition of the surface $f=0$ and of the parameter γ .

dove μ , ψ e β sono costanti del modello. Per ciascuno stato di sollecitazione “stabile” all’interno del dominio di collasso, è possibile definire una superficie omotetica alla superficie di collasso, di equazione:

$$f^*(t, \gamma) = \left\{ \frac{h_x}{\mu} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_x}{\psi} \right\}^2 + \left\{ \frac{h_y}{\mu} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_y}{\psi} \right\}^2 - v^2 \left(1 - \frac{v}{\gamma} \right)^{2\beta} = 0 \quad (31)$$

passante per t e che interseca l’asse v nel punto $v=\xi$ (Fig. 4). Al variare dello stato di sollecitazione, la grandezza γ – che può essere determinata facilmente risolvendo l’equazione (31) – varia nell’intervallo

$(0,1]$, risultando pari ad 1 quando lo stato di sollecitazione si trova sulla superficie di collasso. Ciò ha suggerito l’adozione della seguente funzione di carico:

$$Y(t) = \{ \gamma(t) \}^\kappa \quad (32)$$

dove κ è una costante del modello.

La direzione del flusso plastico è valutata mediante la relazione:

$$m(t) = \frac{1}{\| \partial g / \partial t \|} \frac{\partial g}{\partial t} \quad (33)$$

a partire dalla seguente generalizzazione della funzione potenziale plastico del modello di NOVA e MONTRASIO [1991]:

$$g(t, \gamma) = \left\{ \frac{h_x}{\lambda_h \mu} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_x}{\lambda_m \psi} \right\}^2 + \left\{ \frac{h_y}{\lambda_h \mu} \right\}^2 + \left\{ \frac{m_y}{\lambda_m \psi} \right\}^2 - v^2 \left(1 - \frac{v}{\gamma_g} \right)^{2\beta} \quad (34)$$

Nella equazione (33), λ_h e λ_m sono costanti del modello mentre γ_g è una variabile ausiliaria, determinata imponendo la condizione $g(t, \gamma_g) = 0$ in corrispondenza dello stato di sollecitazione corrente. Il significato geometrico della grandezza γ_g è illustrato in figura 5.

Ipotizzando che, a seguito di una inversione completa del percorso di deformazione, la risposta del macroelemento ipoplastico sia assimilabile a quella di un sistema elastico lineare, l’equazione (22) e l’identificazione della matrice di rigidità tangente \mathbf{K}^{hp} con la rigidità elastica \mathbf{K}^e fornita

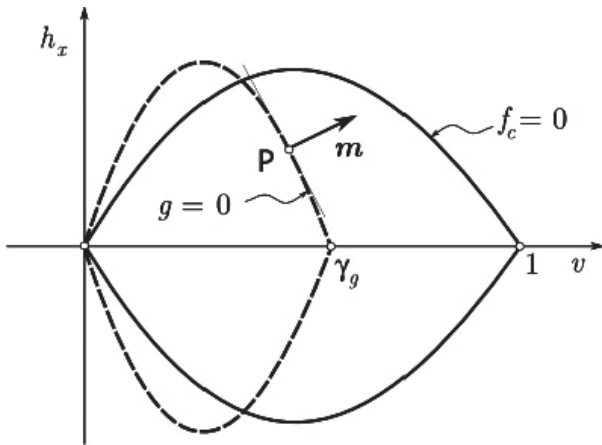


Fig. 5 – Definizione della superficie $f=0$ e della grandezza γ_g .
Fig.5 – Definition of the surface $g=0$ and of the parameter γ_g .

dall'equazione (25) conducono alla seguente espressione per la matrice L del modello ipoplastico:

$$L = \frac{1}{m_R} K^e = \frac{1}{m_R} \text{diag} \{ k_{vv}, k_{hx}, k_{my}, k_{hy}, k_{mx} \} \quad (35)$$

nella quale le costanti k_{α} sono fornite dall'equazione (26).

Per completare la descrizione del macroelemento ipoplastico, rimane da definire la misura normalizzata dello spostamento interno, ρ , che compare nelle espressioni (20) e (21). Per tale grandezza, SALCIARINI e TAMAGNINI [2009] hanno adottato la seguente espressione:

$$\rho = \frac{\|\delta\|_W}{R} := \frac{\sqrt{\delta^T W \delta}}{R} \quad (36)$$

nella quale:

$$W = \text{diag} \{ 1, w_h, w_m, w_h, w_m \} \quad (37)$$

è una matrice diagonale di coefficienti peso costanti, che consentono di tenere conto della particolare geometria della superficie di collasso, mentre R rappresenta la dimensione della regione nello spazio degli spostamenti all'interno della quale la rigidezza del sistema è elevata ed il suo comportamento quasi-lineare ("nucleo elastico"); si veda SALCIARINI e TAMAGNINI [2009] per maggiori dettagli.

Il macroelemento ipoplastico è caratterizzato da 19 costanti, il cui significato è illustrato nella tabella II. Come nel modello elastoplastico, le costanti B_x e B_y definiscono la geometria della fondazione, mentre le costanti k_{vv} , k_{hx} , k_{my} , k_{hy} e k_{mx} rappresentano le componenti della matrice di rigidezza elastica normalizzata. Le costanti μ , ψ e β

controllano la forma del dominio di collasso della fondazione nello spazio delle forze generalizzate. In particolare, μ può essere interpretato come il coefficiente di attrito al contatto tra fondazione e terreno, mentre ψ controlla le condizioni di collasso della fondazione in presenza di carichi verticali eccentrici (si veda NOVA e MONTRASIO, 1991). Le costanti λ_h e λ_m controllano la direzione del flusso plastico nei piani (h_x, v) , (h_y, v) , (m_x, v) ed (m_y, v) mentre la costante κ controlla il grado di non linearità nella risposta del sistema al tendere della fondazione alle condizioni di collasso. Infine, le costanti m_R , m_T , R , β_r e χ controllano l'evoluzione della rigidezza del sistema al variare della direzione del percorso di deformazione e della storia degli spostamenti progressi.

4. Applicazione: analisi sismica di un viadotto in c.a.

Le potenzialità offerte dai due macroelementi precedentemente descritti nell'analisi dei fenomeni di interazione terreno-struttura sono state valutate simulando numericamente, mediante il metodo degli elementi finiti, la risposta sismica di un viadotto a quattro campate, fondato su plinti isolati di grandi dimensioni, poggianti su sabbie mediamente addensate. In particolare, sono stati presi in esame i tre casi seguenti:

- 1) sistema fondazione-terreno modellato mediante macroelementi elastoplastici di GRANGE *et al.* [2009] (caso "MEP");
- 2) sistema fondazione-terreno modellato mediante macroelementi ipoplastici di SALCIARINI e TAMAGNINI [2009] (caso "MHP");
- 3) terreno di fondazione infinitamente rigido (caso "RIG").

L'obiettivo di tale programma di simulazioni è duplice: da un lato, quantificare l'influenza della formulazione matematica del macroelemento sulle previsioni del comportamento dell'opera a livello globale mediante il confronto tra le soluzioni relative ai casi MEP e MHP; dall'altro valutare l'effetto dell'interazione terreno-struttura sulle sollecitazioni e gli spostamenti della struttura mediante il confronto tra le soluzioni relative ai casi MEP e MHP (con interazione) e quella ottenuta nel caso RIG (in assenza di interazione).

4.1. Caratteristiche della struttura

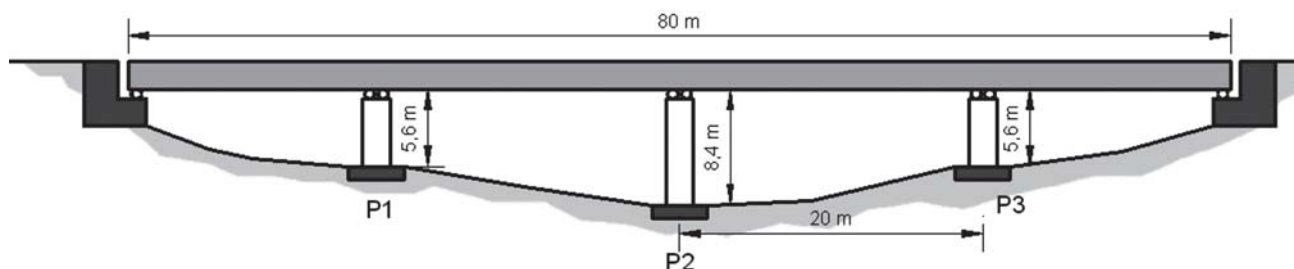
La struttura presa in esame, illustrata in figura 6, è un viadotto a quattro campate, con impalcato in c.a. precompresso e pile in c.a. con sezione rettangolare cava. Tale struttura è stata analizzata presso il laboratorio ELSA (JRC Ispra) utilizzando modelli fisici in scala ridotta (1÷2.5) per le tre pile ed un mo-



Tab. II – Descrizione delle costanti del macroelemento ipoplastico.

Tab. II – Description of the hypoplastic macroelement constants.

Costante	Dimensioni fisiche	Descrizione
B_x	[L]	dimensioni della fondazione
B_y	[L]	
k_{vv}	[-]	componenti della matrice di rigidezza $m_R L$
k_{hx}	[-]	
k_{my}	[-]	
k_{hy}	[-]	
k_{mx}	[-]	
μ	[-]	
ψ	[-]	
β	[-]	
λ_h	[-]	parametri della funzione $g(t)$
λ_m	[-]	
κ	[-]	parametro della funzione di carico Y
m_R	[-]	coefficiente di rigidezza per $\eta \cdot \eta_d = -1$
m_T	[-]	coefficiente di rigidezza per $\eta \cdot \eta_d = 0$
R	[L]	dimensione della zona a rigidezza elevata nello spazio degli spostamenti generalizzati
β_r	[-]	coefficiente della legge di evoluzione per β
χ	[-]	coefficiente della legge di interpolazione per K^{hp}
V_f	[F]	capacità portante per carico verticale centrato

Fig. 6 – Schema del viadotto preso in esame (non in scala; le dimensioni riportate si riferiscono al prototipo in scala ridotta).
Fig. 6 – Layout of the viaduct considered (not in scale; dimensions are referred to the small-scale model).

dello numerico agli elementi finiti per l'impalcato PINTO *et al.* [1996].

I dettagli delle caratteristiche geometriche delle pile e delle sezioni delle travi sono forniti in tabella III. Nel presente lavoro è stato simulato il comportamento del modello in scala ridotta del viadotto, nel quale l'impalcato ha una lunghezza di 80 m, e le pile sono di altezza pari a 5.6 m (pile laterali P1 e P3) ed 8.4 m (pila centrale P2). Le pile sono disposte simmetricamente rispetto al centro dell'impalcato, che è considerato semplicemente appoggiato in corrispondenza della testa delle pile.

4.2. Il modello agli elementi finiti della struttura e delle fondazioni

Per le simulazioni numeriche è stato utilizzato il codice di calcolo strutturale agli elementi finiti FEDEA-SLab [FILIPPOU e CONSTANTINIDES, 2004]. Il modello agli elementi finiti della struttura è mostrato in figura 7.

Per riprodurre in maniera realistica il comportamento delle pile del viadotto, soggette alle maggiori sollecitazioni di flessione e taglio, queste sono state descritte mediante elementi trave di Timoshenko (NLTB), a comportamento non lineare, con formulazione multifibra [KOTRONIS e MAZARS, 2005]. Il comportamento meccanico delle fibre di calcestruzzo è

Tab. III – Caratteristiche geometriche degli elementi strutturali.

Tab. III – Geometrical characteristics of the structural elements.

	A (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	I_z (m^4)	J (m^4)
Impalcato	1.11	0.13	–	2.26	2.39
Pile	0.66	0.056	0.19	–	0.20

stato descritto mediante il modello di danneggiamento di LA BORDERIE [1991], mentre una versione modificata del modello di MENEGOTTO e PINTO [1973] è stato adottato per le fibre che rappresentano l'acciaio di armatura. Per l'impalcato, realizzato in c.a. precompresso, sono stati utilizzati elementi trave a comportamento elastico lineare (LB).

Nella discretizzazione in elementi finiti adottata, 6 elementi NLTB sono stati utilizzati per le pile P1 e P3, mentre per la pila centrale, più alta, sono stati impiegati 9 elementi NLTB. La discretizzazione è stata infittita alla base delle pile dove è prevedibile una maggiore concentrazione delle sollecitazioni. Alcuni dettagli della discretizzazione multi-fibra delle sezioni degli elementi NLTB sono illustrati in figura 8. Per ciascuna sezione sono state usate 40 fibre in calcestruzzo e 80 fibre in acciaio che rappresentano le barre di armatura nella loro posizione effettiva.

Le caratteristiche inerziali degli elementi strutturali sono state simulate attraverso masse concentrate ai nodi degli elementi, come mostrato in figura 7. I valori delle costanti che caratterizzano i materiali dei diversi elementi strutturali impiegati nelle simulazioni sono forniti in GRANGE [2008].

I due macroelementi utilizzati per descrivere il sistema fondazione-terreno nelle analisi MEP ed MHP sono stati implementati nel codice di calcolo FEDEASLab utilizzando algoritmi di integrazione diversi, appropriati alla diversa natura delle equazioni costitutive. Per il macroelemento elastoplastico di GRANGE *et al.* [2009a] è stata adottata una strategia di tipo *predictor-corrector*, basata sull'im-

piego dell'algoritmo implicito di Eulero all'indietro per la fase di proiezione sulla superficie di snervamento (si veda GRANGE, 2008, per maggiori dettagli). Per il macroelemento ipoplastico di SALCIARINI e TAMAGNINI [2009] – che non dispone di una superficie di snervamento rispetto alla quale imporre la condizione di consistenza – è stato impiegato un algoritmo esplicito di Runge-Kutta-Fehlberg del terzo ordine con passo adattativo a controllo dell'errore [STOER e BULIRSCH, 1993].

Nella formulazione dei due macroelementi non è stata prevista l'introduzione di elementi dissipativi atti a riprodurre il fenomeno dello smorzamento per radiazione. Ciò introduce una semplificazione che può avere degli effetti sulla risposta calcolata del sistema, ma che, nell'ambito del presente lavoro, è stata ritenuta accettabile considerando che [JEREMIC *et al.*, 2004]:

- lo smorzamento per radiazione manifesta i suoi effetti principalmente ad elevate frequenze e bassi valori dello smorzamento meccanico per isteresi;
- se la fondazione subisce un distacco parziale dal terreno di fondazione, lo smorzamento per radiazione ne risulta fortemente ridotto;
- gli approcci semplificati utilizzati, ad es., da SPYRAKOS [1992] o ZHANG e MAKRIKIS [2002], che utilizzano smorzatori con risposta indipendente dalla frequenza, tendono a produrre una riduzione generalizzata delle sollecitazioni nella struttura,

e che alcuni studi condotti da Bielak e collaboratori [BIELAK *et al.*, 2003; YOSHIMURA *et al.*, 2003] indicano

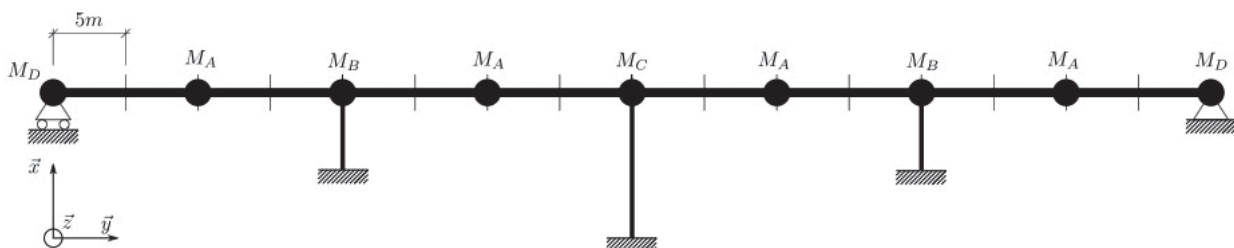


Fig. 7 – Modello agli elementi finiti del viadotto. I simboli rappresentano i nodi nei quali sono state concentrate le masse degli elementi.

Fig. 7- Finite element model of the viaduct. Black circles represent the nodes at which element masses are lumped.

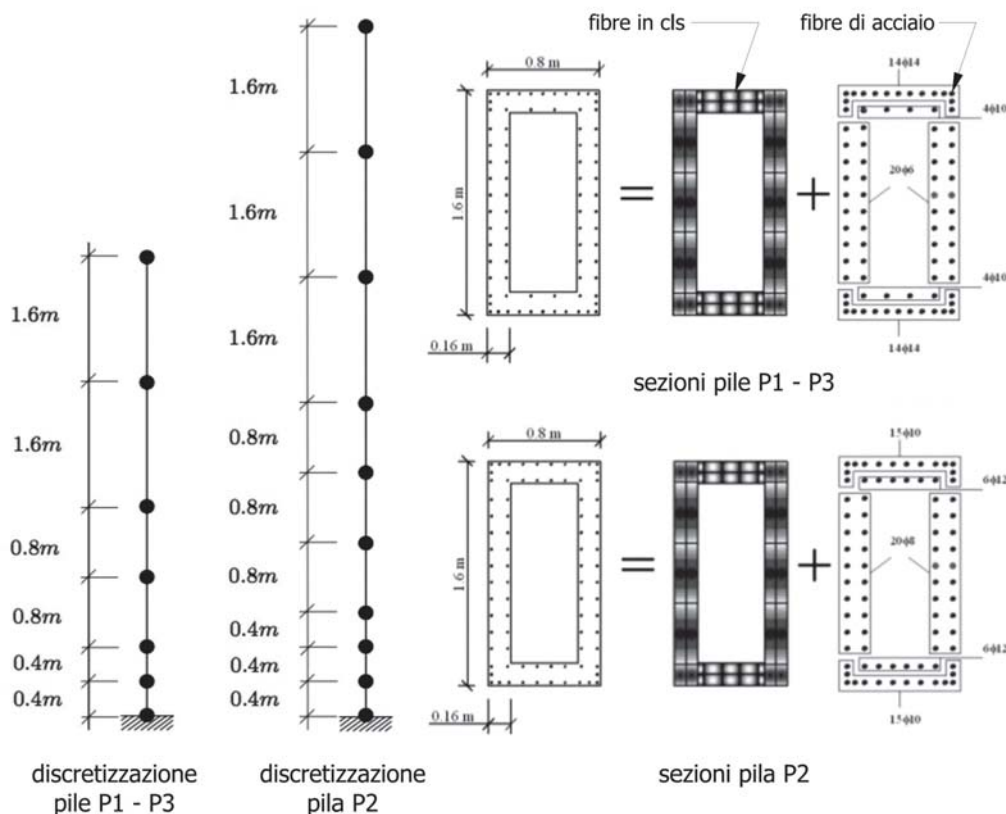


Fig. 8 – Dettagli della discretizzazione delle pile e delle loro sezioni trasversali.

Fig. 8 – Details of the discretization of the piers and of their cross sections.

che, in alcuni casi, lo smorzamento per radiazione può essere ignorato senza variazioni significative nella risposta della struttura.

4.3. Input sismico

L'input sismico adottato nelle simulazioni FE è mostrato in figura 9. Si tratta di un accelerogramma artificiale, applicato in direzione x , compatibile con lo spettro di risposta fornito dall'Eurocodice 8 per un terreno di Classe B e smorzamento del 5%, caratterizzato da una accelerazione di picco di 0.35 g. Per rispettare le condizioni di similitudine nel modello in scala 1÷2.5 utilizzato nelle simulazioni, le accelerazioni sono state moltiplicate per 2.5, mentre la scala dei tempi è stata divisa per lo stesso coefficiente. Lo stesso input sismico è stato applicato alle spalle del ponte ed alle fondazioni delle tre pile, trascurando eventuali differenze che potrebbero essere dovute ad effetti di amplificazione topografica.

5. Calibrazione dei macroelementi

La larghezza B_x e la lunghezza B_y delle strutture di fondazione sono state assunte pari a 2.1 m e 4.1

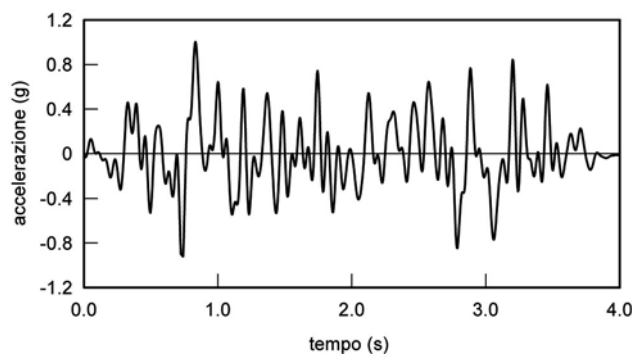


Fig. 9 – Accelerogramma scalato applicato in corrispondenza delle fondazioni e delle spalle del ponte.

Fig. 9 – Scaled accelerogram applied at the foundations and at the bridge abutments.

m, rispettivamente. Le procedure per la determinazione delle rimanenti 14 costanti del macroelemento elastoplastico sono descritte in dettaglio in GRANGE [2008]. Per gli scopi del presente lavoro, sono stati adottati i valori riportati in tabella IV, considerati appropriati per fondazioni poggianti su sabbie mediamente addensate.

Per rendere significativo il confronto tra i due macroelementi, la calibrazione del macroelemento ipoplastico è stata condotta cercando di rendere il

Tab. IV – Costanti del macroelemento elastoplastico adottate nelle simulazioni numeriche.

Tab. IV – Constants of the elastoplastic macroelement adopted in the numerical simulations.

k_v	k_{hx}	k_{my}	k_{ly}	k_{mx}	ξ	κ
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
84.85	69.42	30.87	69.42	30.87	0.0	0.0

a	b	c	d	e	f	V_f
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(MN)
0.48	0.33	1.00	0.95	1.00	0.95	11.26

Tab. V – Costanti del macroelemento ipoplastico adottate nelle simulazioni numeriche.

Tab. V – Constants of the hypoplastic macroelement adopted in the numerical simulations.

μ	ψ	β	λ_h	λ_m	κ
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.48	0.33	0.95	1.75	1.50	0.25

m_R	m_T	R	β_r	χ	V_f
(-)	(-)	(mm)	(-)	(-)	(MN)
1.1	1.05	5.0	1.0	1.5	11.26

più possibile simili le previsioni fornite dai due modelli sui seguenti percorsi di sollecitazione, utilizzati come prove di calibrazione, applicati ad una fondazione nastriforme con $B_x=3.2$ m:

- 1) Fase a): carico verticale centrato V monotonicamente crescente fino a 1200 kN; Fase b): applicazione di uno spostamento orizzontale U_x monotonicamente crescente fino 0.02 m;
- 2) Fase a): carico verticale centrato V monotonicamente crescente fino a 1200 kN; Fase b): applicazione di un rotazione Θ_y monotonicamente crescente fino a 0.004 rad;
- 3) Fase a): carico verticale centrato V monotonicamente crescente fino a 1200 kN; Fase b): applicazione di uno spostamento orizzontale ciclico:

$$U_x(t) = U_{x,ref} \hat{\lambda}(t) \quad (0 \leq t \leq T)$$

applicato ad una distanza $h = 0.775$ m dal baricentro della fondazione. Nella precedente espressione, $U_{x,ref} = 0.001$ m, mentre il moltiplicatore di carico $\hat{\lambda}(t)$ è rappresentato in figura 10 in funzione del rapporto t/T .

Le costanti che caratterizzano le dimensioni della fondazione ed il suo comportamento pseudo-elastico, così come il carico limite V_f , hanno lo stesso significato delle corrispondenti costanti del modello elastoplastico, e possono dunque essere assunte identiche a quelle riportate in tabella IV.

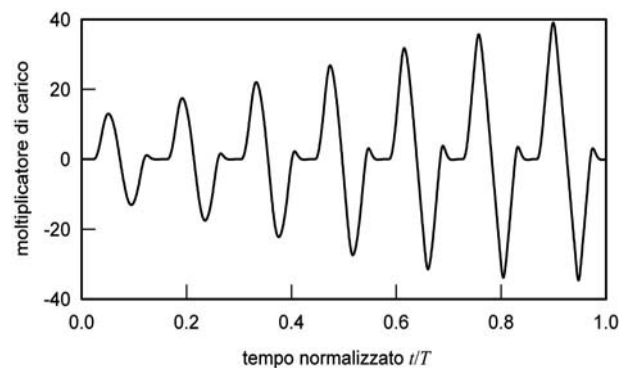


Fig. 10 – Moltiplicatore di carico adottato nella prova di calibrazione ciclica n. 3.

Fig. 10 – Load multiplier adopted in the cyclic calibration test n. 3.

Confrontando le espressioni fornite dalle equazioni (28) e (30), ed osservando che, per il macroelemento elastoplastico si è assunto $c=e=1$ e $d=f$, scegliendo $\mu=a$, $\psi=b$ e $\beta=d$ i domini di collasso dei due modelli risultano coincidenti.

I valori numerici delle rimanenti costanti (λ_h , λ_m , κ , m_R , m_T , R , β_r e χ) sono stati determinati per tentativi, confrontando la risposta dei due modelli nei percorsi di carico (1)-(3). Tale confronto è illustrato graficamente nelle figure 11-16. Il risultato finale delle operazioni di calibrazione del macroelemento ipoplastico è sintetizzato nella tabella V.

L'esame delle figure mostra che la risposta dei due modelli nelle tre prove di calibrazione è gene-

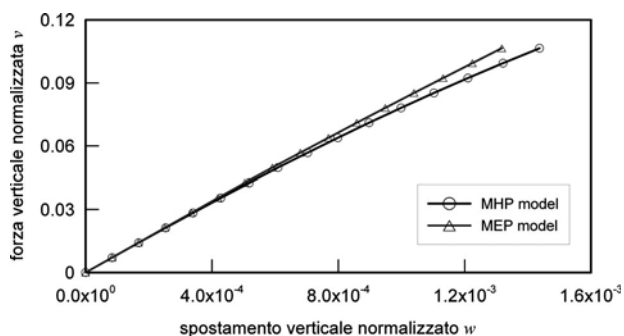


Fig. 11 – Prova di calibrazione n. 1 – fase a): forza verticale normalizzata v vs. spostamento verticale normalizzato w .
 Fig. 11 – Calibration test n. 1 – step a) normalized vertical load v vs. normalized vertical displacement w .

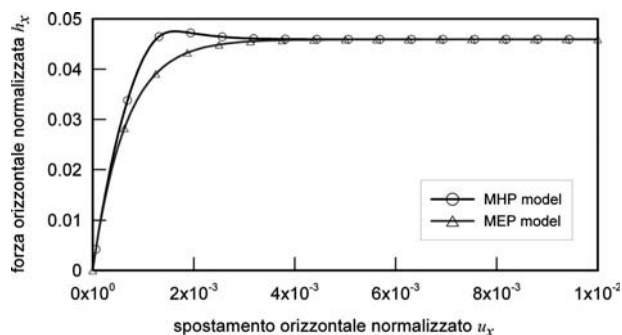


Fig. 12 – Prova di calibrazione n. 1 – fase b): forza orizzontale normalizzata h_x vs. spostamento orizzontale normalizzato u_x .
 Fig. 12 – Calibration test n. 1 – step b): normalized horizontal load h_x vs. normalized horizontal displacement u_x .

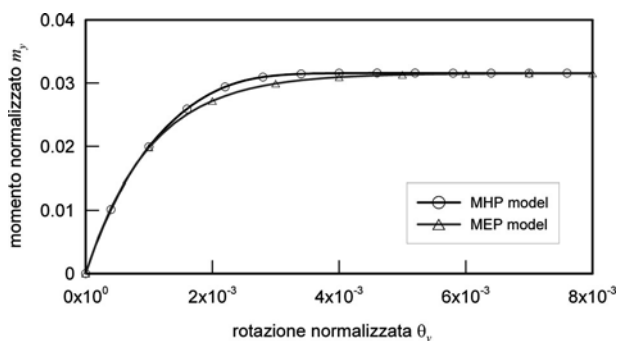


Fig. 13 – Prova di calibrazione n. 2 – fase b): momento normalizzato m_y vs. rotazione normalizzata θ_y .
 Fig. 13 – Calibration test n. 2 – step b): normalized moment m_y vs. normalized rotation θ_y .

ralmente molto simile, anche per percorsi di carico ciclici con ampiezza variabile come quello utilizzato nella prova n. 3. La sola differenza significativa riguarda gli andamenti dello spostamento verticale calcolato durante la fase ciclica di quest'ultima prova, qualitativamente simile ma quantitativamente differente (Fig. 16). Infatti, il cedimento massimo previsto dal macroelemento ipoplastico al termine della prova risulta maggiore di quello del macroelemento elastoplastico del 130% circa.

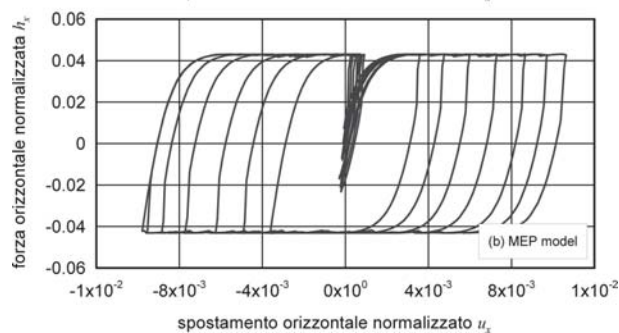
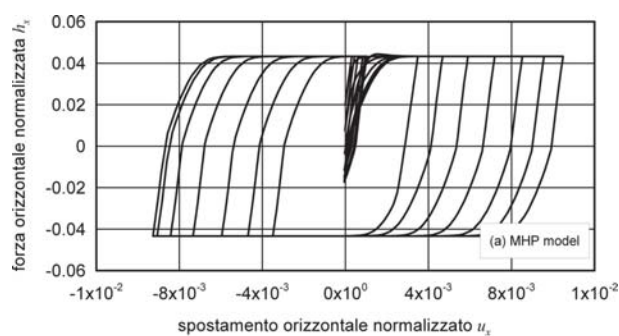


Fig. 14 – Prova di calibrazione n. 3 – fase b): forza orizzontale normalizzata h_x vs. spostamento orizzontale normalizzato u_x .
 Fig. 14 – Calibration test n. 3 – step b): normalized horizontal load h_x vs. normalized horizontal displacement u_x .

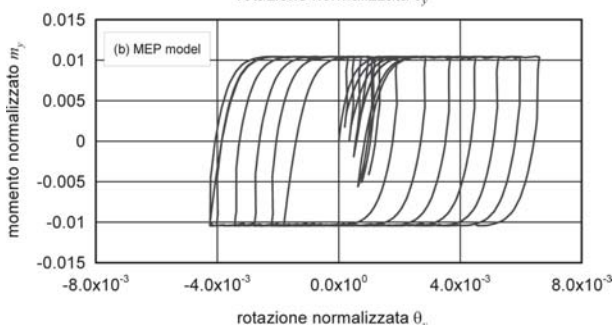
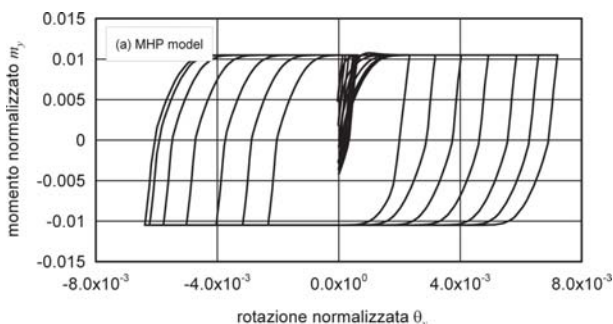


Fig. 15 – Prova di calibrazione n. 3 – fase b): momento normalizzato m_y vs. rotazione normalizzata θ_y .
 Fig. 15 – Calibration test n. 3 – step b): normalized moment m_y vs. normalized rotation θ_y .

6. Risultati delle simulazioni numeriche

Alcuni risultati relativi alle simulazioni numeriche del comportamento del viadotto in c.a. precom-

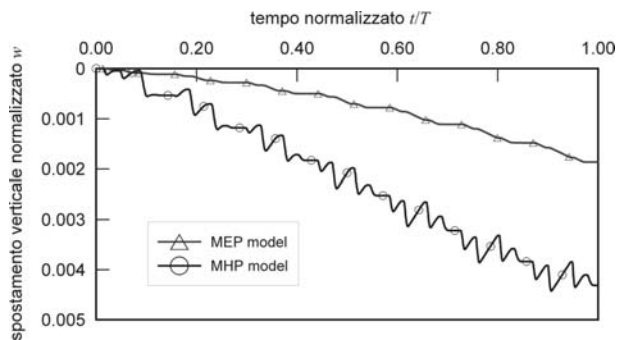


Fig. 16 – Prova di calibrazione n. 3 – fase b): spostamento verticale normalizzato v vs. fattore tempo t/T .

Fig. 16 – Calibration test n. 3 -- step b): normalized vertical displacement v vs. time factor t/T .

presso soggetto alla azione sismica sono illustrati nel seguito, ponendo a confronto tra loro le previsioni ottenute con i due diversi macroelementi ed una soluzione “di riferimento” ottenuta vincolando gli spostamenti e le rotazioni alla base delle pile (terreno infinitamente rigido), nella quale gli effetti dell’interazione terreno-struttura sono completamente ignorati.

6.1. Sollecitazioni negli elementi strutturali

Le figure 17 e 18 mostrano gli andamenti delle curve $H_x: U_x$ ed $M_y: \Theta_y$ per le fondazioni delle tre pile. Per la simmetria del problema, le risposte delle pile P1 e P3 sono identiche. Dall’esame della figura, si nota come le previsioni dei due macroelementi siano molto simili tra loro, sebbene il modello ipoplastico fornisca spostamenti orizzontali massimi leggermente minori. È interessante osservare che, in corrispondenza dei cicli di maggiore ampiezza, la resistenza (allo scorrimento ed alla rotazione) delle fondazioni viene interamente mobilitata, dando origine a spostamenti e rotazioni irreversibili, cui si associano cicli di isteresi di entità significativa, con conseguente dissipazione di energia.

Gli andamenti nel tempo delle sollecitazioni allo spiccato delle fondazioni delle due pile sono illustrati nelle figure 19 e 20. Nelle due simulazioni con i macroelementi, i valori minimo e massimo dello sforzo di taglio H_x e del momento flettente M_y sono limitati superiormente dal raggiungimento delle condizioni limite di scorrimento e rotazione per la fondazione; ciò non accade per il caso di terreno infinitamente rigido. Mentre le previsioni ottenute utilizzando i due diversi macroelementi sono molto simili tra loro, le sollecitazioni calcolate nell’ipotesi di terreno infinitamente rigido risultano decisamente maggiori, con incrementi nei valori di picco pari al 100% circa, sia in termini di sforzo di taglio che di momento flettente. Tale risultato è in accordo con quanto osservato, ad es., da WOTHER-

SPON e PENDER [2010] e ALGIE *et al.*, [2010], e dipende sia dall’incremento del periodo fondamentale della struttura associato alla deformabilità finita del sistema fondazione/terreno, sia dalla dissipazione di energia dovuta al comportamento isteretico dei due macroelementi.

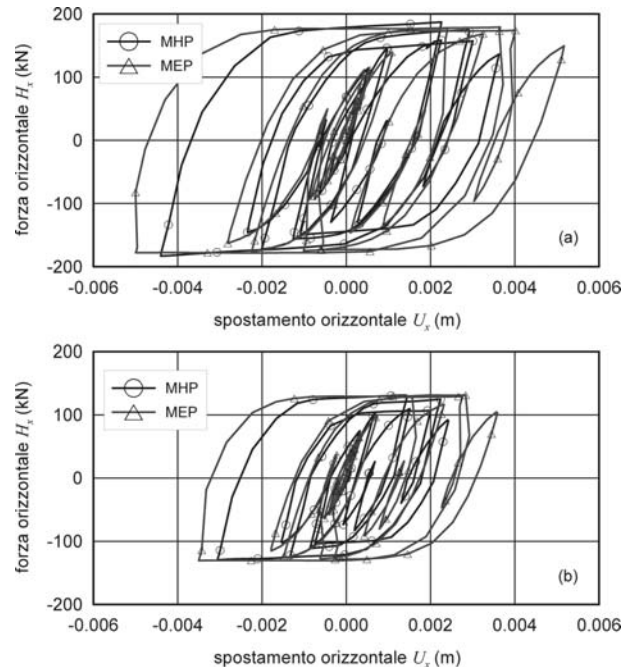


Fig. 17 – Curve forza orizzontale vs. spostamento orizzontale in corrispondenza delle fondazioni: a) pile P1 e P3; b) pila P2.

Fig. 17 – Horizontal load vs. horizontal displacement at the foundations: a) piers P1 and P3; b) pier P2.

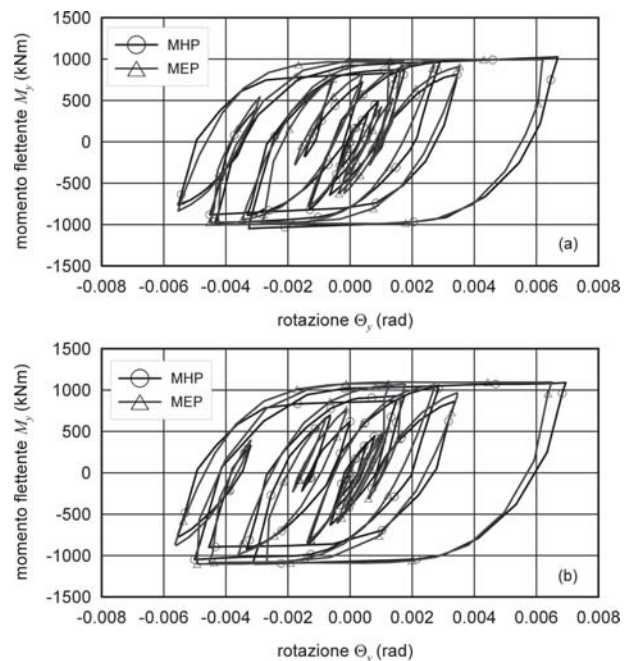


Fig. 18 – Curve momento flettente vs. rotazione in corrispondenza delle fondazioni: a) pile P1 e P3; b) pila P2.

Fig. 18 – Rocking moment vs. rotation at the foundations: a) piers P1 and P3; b) pier P2.

6.2. Spostamenti dell'impalcato e delle fondazioni

Gli spostamenti orizzontali della testa delle due pile sono illustrati nella figura 21. Anche in questo

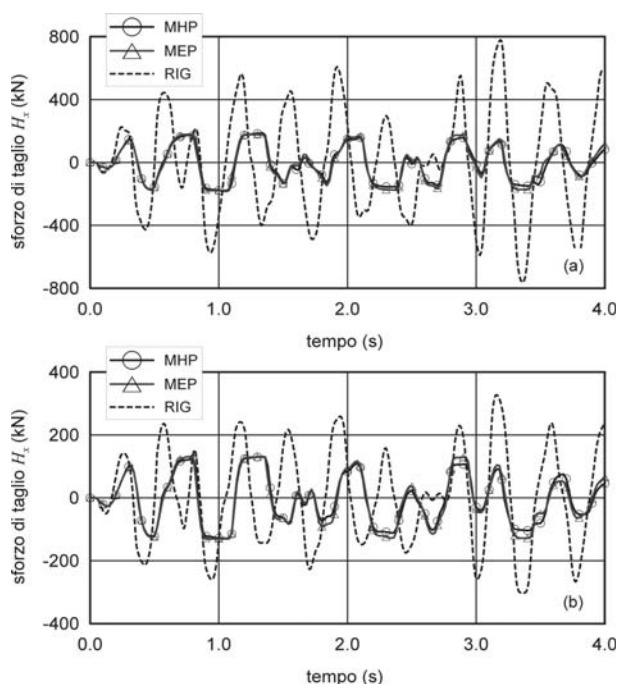


Fig. 19 – Andamento nel tempo dello sforzo di taglio allo spiccato delle fondazioni: a) pile P1 e P3; b) pila P2.

Fig. 19 – Time-history of the horizontal force at the foundations: a) piers P1 and P3; b) pier P2.

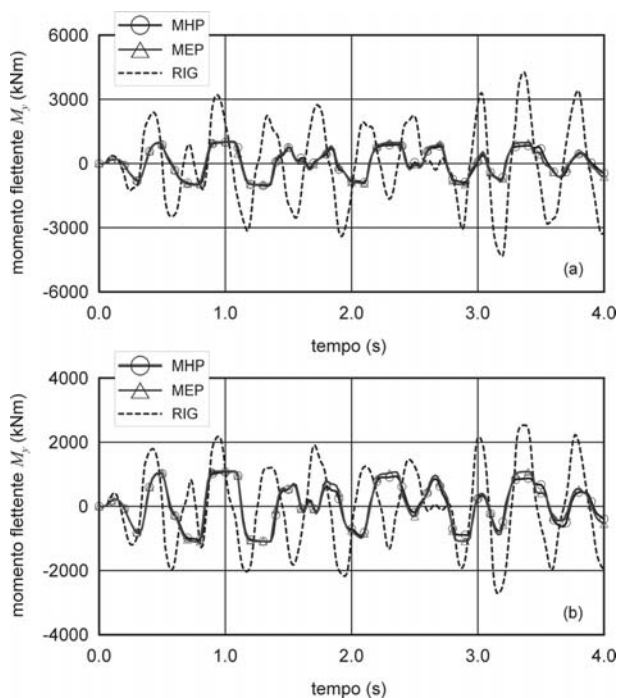


Fig. 20 – Andamento nel tempo del momento flettente allo spiccato delle fondazioni: a) pile P1 e P3; b) pila P2.

Fig. 20 – Time-history of the rocking moment at the foundations: a) piers P1 and P3; b) pier P2.

caso, le soluzioni ottenute con i due macroelementi sono praticamente identiche. Al contrario, gli spostamenti calcolati nel caso di terreno infinitamente rigido sono caratterizzati da una evoluzione temporale significativamente diversa.

Al contrario di quanto osservato per le sollecitazioni, i valori di picco degli spostamenti al centro dell'impalcato calcolati tenendo conto dell'interazione terreno-struttura sono solo leggermente maggiori di quelli ottenuti nell'ipotesi di terreno rigido. Ciò dipende dal fatto che, in quest'ultimo caso, le sollecitazioni indotte dalla azione sismica alla base delle pile sono talmente elevate da determinare lo snervamento della pila stessa, come mostrato dai diagrammi momento flettente *vs.* curvatura relativi alle sezioni di incastro delle pile, riportati in figura 22. Nelle analisi condotte tenendo conto dell'interazione terreno-struttura, la pila rimane invece in campo elastico ed il suo comportamento è elastico lineare per l'intera durata dell'evento sismico.

Gli spostamenti verticali accumulati dalle tre fondazioni durante l'evento sismico sono mostrati in figura 23. In questo caso, le risposte previste nelle due simulazioni con macroelementi mostrano delle differenze significative. Mentre la simulazione con il macroelemento elastoplastico fornisce valori dello spostamento verticale molto piccoli (con un massimo dell'ordine di 1 mm al termine dell'evento sismico) e monotonicamente crescenti nel tempo, i cedimenti accumulati nella simulazione con il macroelemento ipoplastico sono sensibilmente più ele-

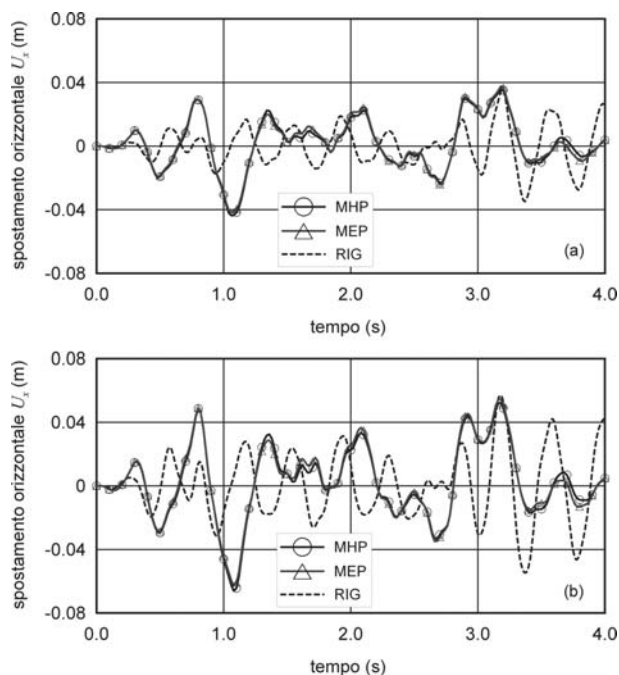


Fig. 21 – Andamento nel tempo dello spostamento orizzontale della testa delle pile: a) pile P1 e P3; b) pila P2.

Fig. 21 – Time-history of the horizontal displacement at the top of the piers: a) piers P1 and P3; b) pier P2.

vati (con un massimo di circa 6 mm per la pila P2), benchè comunque rimangono piuttosto modesti in termini assoluti. La ragione di tale differenza è probabilmente da attribuire alla natura cinematica della superficie definita dalla funzione potenziale

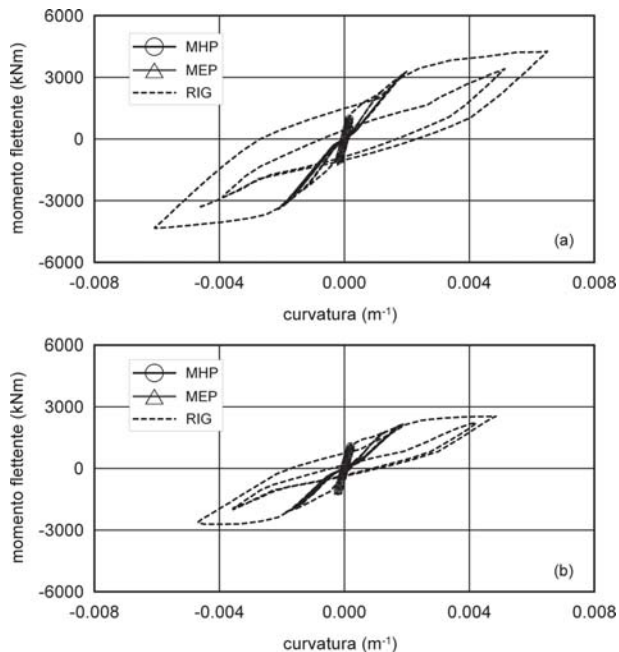


Fig. 22 – Curve momento flettente vs. curvatura in corrispondenza della sezioni di incastro: a) pile P1 e P3; b) pila P2.

Fig. 22 – *Rocking moment vs. curvature at the base of the piers: a) piers P1 and P3; b) pier P2.*

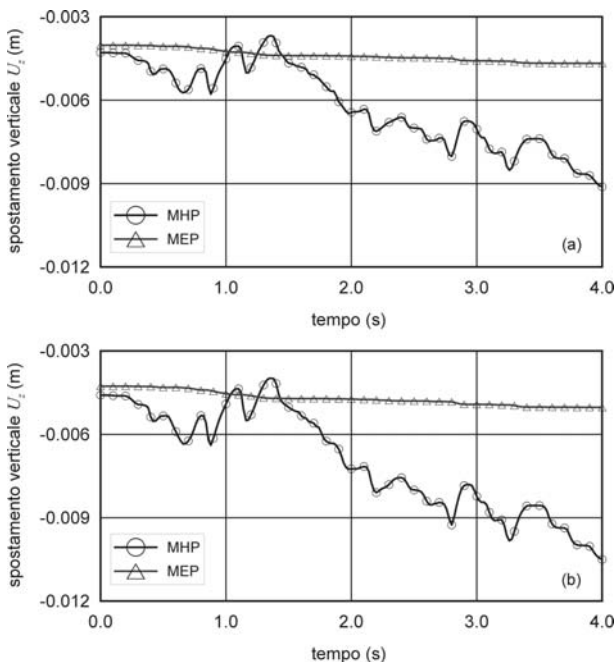


Fig. 23 – Andamento nel tempo degli spostamenti verticali delle fondazioni: a) pile P1 e P3; b) pila P2.

Fig. 23 – *Time-history of the vertical displacement at the foundations: a) piers P1 and P3; b) pier P2.*

plastico nel modello di GRANGE *et al.* [2009a], laddove nel modello ipoplastico le deformazioni irreversibili sono determinate a partire dalla funzione potenziale plastico del modello di NOVA e MONTRASIO [1991], caratterizzata da una evoluzione di tipo isotropo.

7. Considerazioni conclusive

Nel presente lavoro, due macroelementi per fondazioni superficiali soggette a carichi ciclici/dinamici, sviluppati recentemente nell'ambito delle teorie della plasticità incrudente e dell'ipoplasticità, sono stati utilizzati per la valutazione degli effetti dell'interazione terreno-struttura su un viadotto modello in c.a. precompresso soggetto ad un evento sismico.

Le capacità previsionali dei due macroelementi nel riprodurre il comportamento ciclico di fondazioni dirette su terreni a grana grossa sono state ripetutamente dimostrate – sia su fondazioni modello a scala ridotta (si veda, ad es., SALCIARINI e TAMAGNINI, 2009; GRANGE, 2008; GRANGE *et al.*, 2008; GRANGE *et al.*, 2009a), che su prototipi di edifici in vera grandezza [GRANGE *et al.*, 2009b]. È dunque lecito ritenere che i risultati ottenuti nelle simulazioni numeriche – benché riferiti ad una struttura ideale, e pertanto non direttamente confrontabili con il comportamento sperimentalmente osservato su prototipo – siano comunque significativi.

Le simulazioni eseguite impiegando i due macroelementi hanno fornito risultati molto simili tra loro, sia in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali, sia in termini di spostamenti orizzontali e rotazioni, nonostante la struttura matematica delle corrispondenti equazioni costitutive sia molto diversa. Ciò sembra indicare che la risposta dinamica della struttura (sia in termini qualitativi che quantitativi) è influenzata non tanto dalla particolare formulazione matematica adottata per il macroelemento (elastoplasticità o ipoplasticità), quanto dalla presenza, nelle due diverse formulazioni, di una opportuna variabile interna di tipo vettoriale che, tenendo traccia della storia di carico precedente, consente di descrivere correttamente la risposta isteretica del sistema fondazione-terreno. Tale caratteristica non è presente nei macroelementi elastoplastici di prima generazione, quali ad esempio, quelli proposti da NOVA e MONTRASIO [1991] e HOULSBY e CASSIDY [2002].

L'unica differenza significativa tra le previsioni ottenute mediante i due macroelementi riguarda l'entità dei cedimenti accumulati dalle fondazioni sotto l'effetto dei carichi ciclici che, pur rimanendo di entità modesta in valore assoluto, sono significativamente maggiori nel caso del macroelemento ipoplastico. La ragione di tale differenza è molto

probabilmente da ricercare nella diversa natura delle funzioni che definiscono la direzione della componente irreversibile della velocità (\dot{u}^p o m). Ulteriori studi sono attualmente in corso per valutare tale ipotesi.

Il confronto tra le previsioni ottenute con i macroelementi e quelle ottenute per terreno infinitamente rigido consente di valutare quantitativamente l'influenza dell'interazione terreno-struttura sulle sollecitazioni e sugli spostamenti della struttura. Nel caso in esame, l'effetto dell'interazione terreno-struttura risulta favorevole in termini di sollecitazioni di taglio e flettenti, che si riducono di circa il 100% rispetto al caso delle fondazioni su terreno rigido. L'incremento di deformabilità del sistema non ha un impatto significativo sugli spostamenti dell'impalcato, perchè le maggiori sollecitazioni ottenute nel caso di terreno rigido provocano la plasticizzazione delle sezioni di base delle pile con conseguente significativa diminuzione della rigidità strutturale.

Come riportato da MYLONAKIS e GAZETAS [2000], l'inclusione della deformabilità del sistema terreno-fondazione nel modello strutturale può portare tanto ad una riduzione delle sollecitazioni calcolate (come nel caso preso in esame) quanto ad un loro incremento, in funzione delle caratteristiche dello spettro di risposta dell'input sismico considerato. In entrambi i casi, ignorare in sede di progetto l'effetto dell'interazione terreno-struttura può dare origine a valutazioni del comportamento dell'opera in sfavore di sicurezza. Nel primo caso, a fronte di una valutazione cautelativa dei livelli di sollecitazione, la sottostima della rigidità complessiva del sistema può dare luogo ad una errata valutazione della sicurezza rispetto agli stati limite di esercizio. Nel secondo, ignorare l'interazione terreno-struttura comporterebbe una sovrastima del grado di sicurezza rispetto allo stato limite ultimo di collasso strutturale.

Osservando che i due macroelementi presi in esame nel presente lavoro combinano i vantaggi computazionali tipici degli approcci convenzionali basati sull'impiego di elementi deformabili disaccoppiati per i diversi gradi di libertà (semplicità di implementazione; modesto numero di gradi di libertà) alla capacità di riprodurre fedelmente il comportamento del sistema fondazione-terreno su percorsi di sollecitazione di tipo ciclico – dimostrata dai numerosi confronti con dati sperimentali riportati, ad es., in SALCIARINI e TAMAGNINI [2009]; GRANGE [2008]; GRANGE *et al.* [2008]; GRANGE *et al.* [2009a], GRANGE *et al.* [2009b] – è lecito ritenere che tali modelli possano costituire un significativo passo avanti nella messa a punto di strumenti di calcolo semplici, robusti ed accurati per la valutazione quantitativa degli effetti dell'interazione terreno-struttura in campo sismico, particolarmente in presenza di

strutture a geometria complessa ed in condizioni di sollecitazione e deformazione tridimensionali.

Un'ultima considerazione è opportuna in merito alla questione della calibrazione dei macroelementi. Benchè tale questione esuli dagli scopi del presente lavoro, essa risulta di fondamentale importanza per il trasferimento di tale strumento di calcolo dalle applicazioni di ricerca alla progettazione ordinaria. Come mostrato, ad es., da NOVA e MONTRASIO [1991], SALCIARINI e TAMAGNINI [2009] e GRANGE *et al.* [2009a], le costanti che definiscono la rigidità elastica, il dominio di collasso e la direzione del flusso plastico a collasso possono essere agevolmente stimate dalle caratteristiche meccaniche del terreno e dalla geometria della fondazione. Più complesso è il discorso relativo alle costanti che definiscono la risposta ciclica del sistema, per la quale, in linea di principio, sarebbe necessario disporre di risultati di prove di carico su piastra eseguite in condizioni di carico ciclico. In assenza di tali informazioni, rimane tuttavia percorribile l'approccio adottato da CRÉMER *et al.* [2001], basato sull'impiego di simulazioni agli elementi finiti (2-d o 3-d) per generare le informazioni necessarie alla calibrazione dei macroelementi. In tale approccio, fondamentale importanza rivestono tanto la caratterizzazione sperimentale del terreno di fondazione e la sua descrizione mediante modelli costitutivi avanzati, in grado di riprodurre fedelmente gli aspetti fondamentali della risposta meccanica del sistema fondazione-terreno nelle condizioni di carico previste in sede di progetto, quanto l'appropriata modellazione della condizione di contatto unilaterale all'interfaccia fondazione-terreno, che deve essere in grado di riprodurre eventuali fenomeni di scorrimento plastico e/o parzializzazione dell'area di contatto.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare l'Ing. Mario Martinelli per gli utili suggerimenti forniti.

Bibliografia

- ALGIE T.B., PENDER M. J., ORENSE R.P., WOTHERSPOON L.M. (2010) – *Dynamic field testing of shallow foundations subject to rocking*. In: 2010 NZSEE Conference, Wellington.
- BIELAK J., LOUKAKIS K., HISADA Y., YOSHIMURA C. (2003) – *Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions. Part I: Theory*. Bulletin of the Seismological Society of America, 93, pp. 817-824.
- BIENEN B., BYRNE B. W., HOULSBY G.T., CASSIDY M.J. (2006) – *Investigating six-degree-of-freedom loading*

- of shallow foundations on sand*. Géotechnique, n. 56, pp. 367-379.
- CHATZIGOGOS C.T., PECKER A., SALENCON J. (2008) – *Macroelement modelling of shallow foundations*. Soil Dyn. and Earthquake Engng. 29, pp. 765-781.
- CIAMPOLI M., PINTO P.E. (1995) – *Effects of soil-structure interaction on inelastic seismic response of bridge piers*. ASCE Journal of Structural Engineering, 121, pp. 806-814.
- CRÉMER C., PECKER A., DAVENNE L. (2001) – *Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometric non-linearities*. Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. 25, pp. 1257-1284.
- CRÉMER C., PECKER A., DAVENNE L. (2002) – *Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro-element*. Journal of Earthquake Engineering, n. 6, pp. 175-211.
- DARVE F. (1978) – *Une formulation incrémentale des lois rhéologiques, application aux sols*. Ph.D. thesis, INP, Grenoble.
- DI PRISCO C., MASSIMINO M.R., MAUGERI M., NICOLOSI M., NOVA R. (2006) – *Cyclic numerical analysis of Noto Cathedral: soil-structure interaction modelling*. Rivista Italiana di Geotecnica, 48.
- DI PRISCO C., NOVA R., SIBILIA A. (2003) – *Shallow footing under cyclic loading: experimental behaviour and constitutive modelling*. In: Maugeri M., Nova R. (Eds.), Geotechnical analysis of the seismic vulnerability of historical monuments. Pàtron, Bologna.
- ELGAMAL A., YAN L., YANG Z., CONTE J.P. (2008) – *Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridge-foundation-ground system*. ASCE Journal of Structural Engineering, 134, pp. 1165-1176.
- ELNASHAI A.S., MCCLURE D.C. (1996) – *Effect of modelling assumptions and input motion characteristics on seismic design parameters of rc bridge piers foundations*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, pp. 435-463.
- FILIPPOU F.C., CONSTANTINIDES M. (2004) – *FedeasLab Getting Started Guide And Simulations Examples*. Dpt of Civil and Env. Engng, UC Berkeley.
- GAZETAS G., MYLONAKIS G. (1998) – *Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues*. In: DAKOUKAS, P., YEGIAN, M. K., HOLTZ, R. D. (Eds.), Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE.
- GOTTARDI G., HOULSBY G.T., BUTTERFIELD R. (1999) – *The plastic response of circular footings on sand under general planar loading*. Géotechnique, n. 49, pp. 453-470.
- GRANGE S. (2008) – *Modélisation simplifiée 3d de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique*. Ph.D. thesis, INP Grenoble, <http://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00306842/fr>.
- GRANGE S., KOTRONIS P., MAZARS J. (2008) – *A macro-element for a circular foundation to simulate 3d soil-structure interaction*. Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., 32, pp. 1205-1227.
- GRANGE S., KOTRONIS P., MAZARS J. (2009a) – *A macro-element to simulate 3d soil-structure interaction considering plasticity and uplift*. Int. Journal of Solids and Structures, 46, pp. 3651-3663.
- GRANGE S., KOTRONIS P., MAZARS J. (2009b) – *A macro-element to simulate dynamic soil-structure interaction*. Engng. Structures, 31, pp. 3034-3046.
- HOULSBY G.T., CASSIDY M.J. (2002) – *A plasticity model for the behaviour of footings on sand under combined loading*. Géotechnique, n. 52, pp. 117-129.
- JEREMIC B., JIE G., PREISIG M., TAFAZZOLI N. (2009) – *Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils*. EESD 38, pp. 699-718.
- JEREMIC B., KUNNATH S., XIONG F. (2004) – *Influence of soil-foundation-structure interaction on seismic response of i-880 viaduct*. ES 26, pp. 391-402.
- KOTRONIS P., MAZARS J. (2005) – *Simplified modelling strategies to simulate the dynamic behaviour of r/c walls*. Journal of Earthquake Engineering, vol. IX, n. 2, pp. 285-306.
- LA BORDERIE C. (1991) – *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse des structures en béton*. Ph.D. thesis, Université Paris VI.
- LE PAPE Y., SIEFFERT J.-G. (2001) – *Application of thermodynamics to the global modelling of shallow foundations on frictional material*. Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., n. 25, pp. 1377-1408.
- MARTIN C.M., HOULSBY G. T. (2001) – *Combined loading of spudcan foundations on clay: numerical modelling*. Géotechnique, n. 51, pp. 687-700.
- MENEGOTTO M., PINTO P.E. (1973) – *Method of analysis of cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. In: IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads. Final Report, Lisbon.
- MONTRASIO L., NOVA R. (1997) – *Settlements of shallow foundations on sand: geometrical effects*. Géotechnique, n. 47, pp. 49-60.
- MYLONAKIS G., GAZETAS G. (2000) – *Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?* Journal of Earthquake Engineering, n. 4, pp. 227-301.
- NIEMUNIS A. (2002) – *Extended Hypoplastic Models for Soils*. Habilitation Thesis, Bochum University.
- NIEMUNIS A., HERLE I. (1997) – *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. Mech. Cohesive-Frictional Materials, 2, pp. 279-299.
- NOVA R., MONTRASIO L. (1991) – *Settlements of shallow foundations on sand*. Géotechnique, n. 41, pp. 243-256.
- PHILIPPONNAT G., HUBERT B. (2003) – *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, Paris.

- PINTO A., VERZELETTI G., PEGON P., MAGONETTE G., NEGRO P., GUEDES J. (1996) – *Pseudo Dynamic Testing of Large-Scale R/C Bridges*. HMC Grant Holder, Report EUR 16378 EN, JRC Ispra, Italy.
- PREVOST J.H. (1977) – *Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour*. Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., 1, pp. 195-216.
- SALCIARINI D., TAMAGNINI C. (2009) – *A hypoplastic macroelement model for shallow foundations under monotonic and cyclic loads*. Acta Geotechnica, vol. IV, n. 4, n. 3, pp. 163-176.
- SPYRAKOS C.C. (1992) – *Seismic behavior of bridge piers including soil-structure interaction*. CS 43, pp. 373-384.
- STOER J., BULIRSCH R. (1993) – *Introduction to numerical analysis*. 2nd. Ed., Springer Verlag, New York.
- VON WOLFFERSDORFF P. A. (1996) – *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface*. Mech. Cohesive-Frictional Materials, n. 1, pp. 251-271.
- WOTHERSPOON L.M., PENDER M.J. (2010) – *Effect of shallow foundation modelling on seismic response of moment frame structures*. In: ORENSE R. P., CHOUW N., PENDER M. J. (Eds.), Int. Workshop on Soil-Foundation-Structure Interaction, CRC Press.
- YOSHIMURA C., BIELAK J., HISADA Y. (2003) – *Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions. Part II: Verification and examples*. Bulletin of the Seismological Society of America, 93, pp. 825-840.
- ZHANG J., MAKRIS N. (2002) – *Seismic response analysis of highway overcrossing including soil-structure interaction*.

reaction. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, n. 31, pp. 1967-1991.

Modeling soil-structure interaction effects by means of macroelements: elastoplasticity *vs.* hypoplasticity

Abstract

In this work two different macroelements for shallow foundations, recently developed in the framework of the theories of hardening plasticity and hypoplasticity, have been considered to evaluate the effects of the soil-structure interaction for a reinforced concrete viaduct subject to earthquake loading. To this aim, the predictions of the dynamic behaviour of the viaduct obtained with the two macroelements – in terms of forces and displacements – have been compared with those obtained for the case of rigid soil. Despite the differences existing in the mathematical structure of the constitutive equations of the two macroelements, the analyses have shown very similar results, both in terms of structural loads and in terms of computed displacements and rotations of the foundations. In the ideal case study considered in this work, the soil-structure interaction reduces significantly the structural load and the ductility demand of the piers. The example presented shows that the two macroelements adopted may represent a significant step forward in the implementation of simple, robust and accurate computational tools for the soil-structure interaction analysis, both for research and geotechnical design.