

Sulla risposta dinamica di paratie flessibili incastrate soggette a sollecitazioni sismiche in depositi alluvionali

Luca Lanzoni,* Vincenzo Fioravante,** Enrico Radi,* Antonio Tralli**

Sommario

Nel presente lavoro sono illustrati alcuni risultati di una ricerca volta a valutare la complessa risposta dinamica di una paratia flessibile incastrata, mediante due modelli lineari, uno visco-elastico, applicabile ai terreni poco permeabili, ed uno poro-visco-elastico, per terreni a grana grossa. A differenza dei metodi pseudostatici, suggeriti dagli Eurocodici, i modelli presentati forniscono una analisi dinamica completa in quanto consentono di tenere in conto il contenuto energetico del sisma di progetto in corrispondenza delle frequenze naturali del deposito e la reale rigidità dell'opera di sostegno. L'assunzione di indeformabilità della paratia può indurre una errata stima delle sollecitazioni sull'opera, soprattutto in campo dinamico. Al fine di valutare l'efficacia dei modelli proposti, e per quantificare le differenze delle sollecitazioni ottenute rispetto al metodo semplificato di Mononobe - Okabe, sono qui riportati i risultati di due simulazioni finalizzate ai progetti di opere di sostegno in due siti alluvionali ben indagati, interessati dal progetto dell'Idrovia Ferrarese. I siti si trovano in prossimità di due ponti esistenti i quali devono essere ricostruiti per l'adeguamento alla nuova infrastruttura. Il primo, in località Madonna ha rivelato una natura limo-argillosa dei terreni indagati, nelle profondità di interesse delle opere di sostegno; il secondo in località Sabbioncello, presenta un terreno prevalentemente sabbioso. Le analisi sono state condotte facendo riferimento agli accelerogrammi registrati durante due eventi sismici recenti (Novellara (RE), 1996 e Assisi, 1997).

1. Introduzione

Scopo del presente lavoro è quello di validare due modelli per l'analisi in campo dinamico dell'interazione fra terreno e opere di sostegno rigide e flessibili. A questo proposito vengono riportati i risultati forniti da un modello visco-elastico, atto a rappresentare i terreni a bassa permeabilità (come i limi e le argille), e da un modello poro-visco-elastico, più appropriato per simulare terreni molto permeabili (sabbie). Tali risultati sono stati comparati con quelli ottenuti dall'applicazione della formula di Mononobe-Okabe, in accordo ai suggerimenti degli Eurocodici 7 e 8 [EN 1997-1 (2002), (pr) EN 1998 Parte 1 e 5 (2003)] e dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 [O.P.C.M. 3274, 2003] i quali definiscono, per opere situate in zona sismica, le azioni pseudostatiche da considerarsi sulla base della classica Teoria di Mononobe - Okabe [MONONOBE & MATSUO, 1929; OKABE, 1924].

A differenza dei metodi pseudostatici, suggeriti dall'Ordinanza e dagli Eurocodici, i modelli presentati forniscono una analisi dinamica completa in

quanto consentono di tenere in conto il contenuto energetico del sisma di progetto in corrispondenza delle frequenze naturali del terreno e la reale rigidità dell'opera di sostegno.

In questo ambito si sono considerati 2 siti ben indagati con caratteristiche geotecniche distinte, interessati dal progetto dell'Idrovia Ferrarese, in prossimità di due ponti esistenti che saranno ricostruiti per l'adeguamento alla nuova infrastruttura. Per la modellazione sono state prese a riferimento le opere di sostegno, in corso di progettazione, necessarie per riprofilare le sponde dei rilevati di accesso e degli argini fluviali.

Il primo sito, in località Madonna, ha rivelato una natura prevalentemente fine dei terreni indagati nell'intorno delle profondità interessate da opere di sostegno; il secondo si trova in località Sabbioncello e presenta un terreno più marcatamente sabbioso alle profondità di interesse.

La modellazione condotta, adotta un terreno omogeneo per ciascun sito, esemplificativo della reale sequenza stratigrafica ed utilizza uno schema delle opere di sostegno (palancole incastrate), non esaustivo ai fini progettuali.

I modelli assumono l'invarianza del modulo di resistenza al taglio G e del coefficiente di viscosità D del terreno, rendendo lineare il problema. Tuttavia, per tenere in conto della non linearità di tali parametri, è stata condotta una analisi iterativa, che as-

* Dipartimento di Scienze e Metodi dell'Ingegneria, Università di Modena e Reggio Emilia.

** Dipartimento di Ingegneria, Università di Ferrara.

sume valori secanti operativi, aggiornati di volta in volta, congruenti con le deformazioni medie indotte dal sisma.

Le analisi sono state condotte facendo riferimento agli accelerogrammi registrati durante due eventi sismici recenti il sisma di Novellara dell'Ottobre 1996 (componente N-S, $\Delta t = 0.01$ s., $a_{max} = 0.1423$ g) e il terremoto di Assisi del settembre 1997 (componente N-S, $\Delta t = 0.005$ s., $a_{max} = 0.1890$ g), i cui dati sono stati ottenuti dal sito web dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) www.ingv.it.

2. Profilo del Terreno e Caratterizzazione Geotecnica

2.1. Ponte Madonna

La campagna di indagini consta di tre prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu) di cui

due con piezocono sismico (SCPTu), una prova SASW eseguita in corrispondenza della prova SCPTu01 e di un sondaggio geognostico con prelievo di 5 campioni indisturbati, sui quali sono state eseguite oltre alle prove di classificazione, quelle per la caratterizzazione meccanica ed idraulica (prove edometriche e triassiali).

In figura 1 è riportato il profilo del terreno con l'ubicazione del sondaggio e delle prove penetrometriche, sono altresì diagrammati i valori della resistenza alla punta misurata in funzione della profondità dal piano campagna locale. Nella stessa figura è inoltre riportato il profilo stratigrafico di progetto, come desunto dall'interpretazione dei risultati delle indagini.

Con riferimento alla quota del piano di campagna in corrispondenza del sondaggio S1, il primo strato di terreno rinvenuto è costituito da limo argilloso di media plasticità, fino a 21m di profondità, intercalato da lenti di sabbia limosa rinvenuti mediamente da 5 a 7m e da 15 a 16m di profondità.

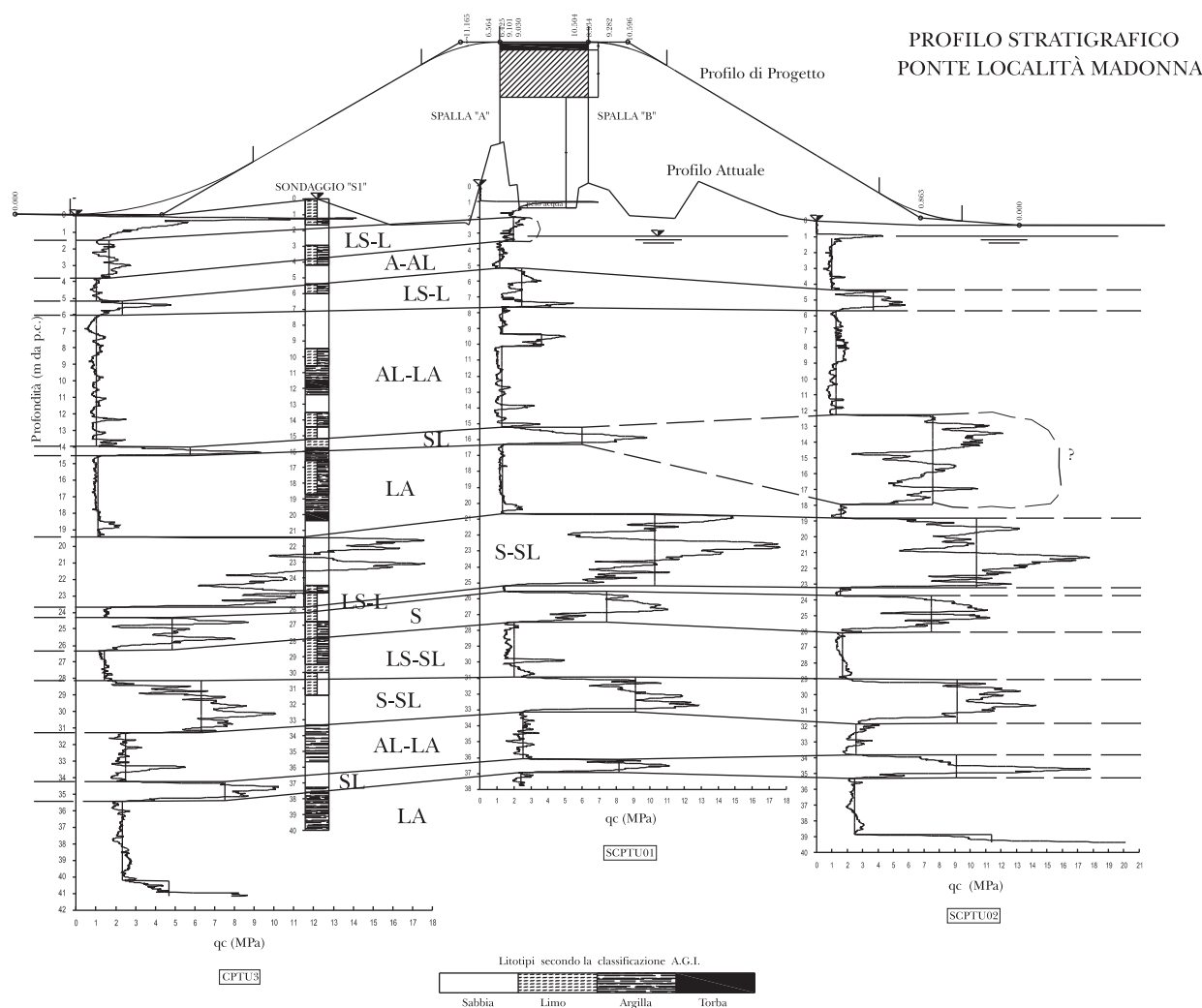


Fig. 1 – Profilo stratigrafico Ponte Madonna e resistenza alla punta, q_c da prove CPTu.

Fig. 1 – Soil profile Madonna bridge and point resistance, q_c from CPTu.

Dai 21 a 28 m di profondità si è rinvenuto uno strato di sabbia con presenza di uno strato di limo argilloso e sabbioso; infine dai 28 m fino alla massima profondità indagata (40 m circa), si è individuata una alternanza di strati di sabbia, sabbia limosa e limo sabbioso. La falda freatica è stata rilevata a circa 3,2m di profondità dal p.c. di riferimento.

Una sintesi dei risultati della caratterizzazione geotecnica è riportata in figura 2, dove gli strati di terreno rinvenuti sono stati raggruppati in cinque unità (A, B, C, D ed E); in particolare nell'unità A, interessata dalle palancole, sono stati prelevati i cin-

que campioni indisturbati sui quali sono state eseguite le prove di laboratorio. I principali risultati sono illustrati in figura.

In figura 2 è riportato anche il profilo della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{S,VH}$, misurato dalle due prove down hole, SCPTu01 e SCPTu02 e dalla prova SASW.

Per quanto concerne le prove down hole (DH), sono state eseguite con cono sismico a due geofoni, applicando il metodo del "true time interval" [FIORAVANTE, 2004], mentre la prova SASW è stata eseguita col metodo delle due stazioni [LAI, 2000].

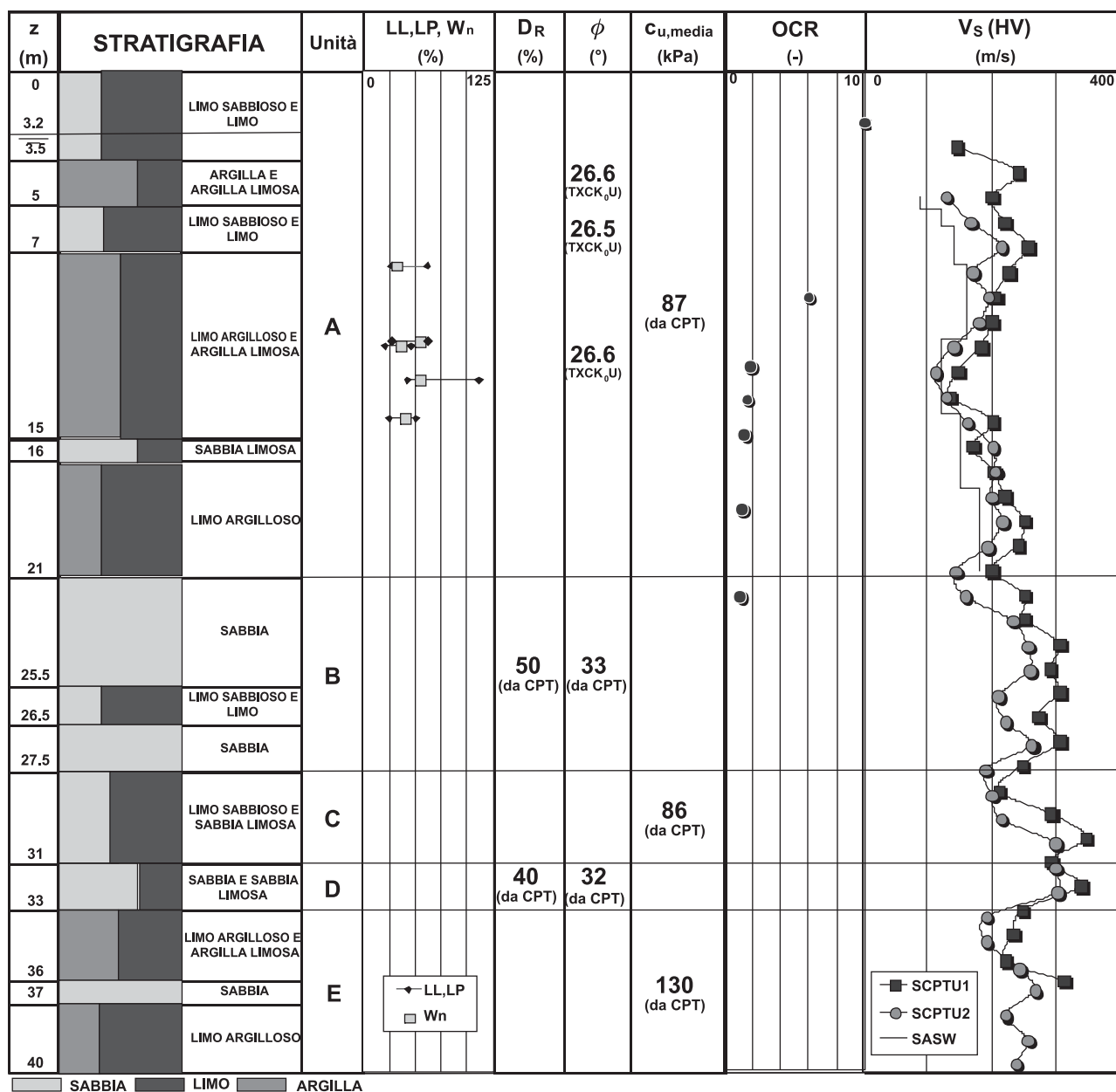


Fig. 2 – Ponte Madonna. Caratterizzazione geotecnica di progetto e profili della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{S,VH}$ da prove SCPTU, SASW e prove di laboratorio.

Fig. 2 – Madonna bridge. Design geotechnical characterization and shear wave velocity $V_{S,VH}$ profiles from SCTPu, SASW and laboratory tests.

Dal profilo delle $V_{S,VH}$, è possibile risalire al valore medio del modulo di taglio $G_{0,VH}$, significativo tra le profondità di interesse dello scavo, ovvero tra 3 e 8 m di profondità dalla quota di riferimento. Assumendo un valore medio della velocità delle onde di taglio $V_{S,VH} = 170$ [m/s] si ha:

$$G_{0,VH} = \rho V_S^2 \approx 50 \text{ [MPa]}$$

Per quanto concerne lo smorzamento D_0 , si assume un valore pari a 0,03, sulla base dei risultati ottenuti da prove di colonna risonante su argille limose di depositi alluvionali recenti aventi simili caratteristiche [FIORAVANTE e MARCHI, 2002]; il valore è riferito a livelli di deformazione a taglio molto piccoli, inferiori di 10^{-5} .

Per deformazioni indotte maggiori di 10^{-5} , si farà riferimento alle curve di decadimento del modulo di taglio, G/G_0 e curve di incremento dello smorzamento, D/D_0 riportati da Fioravante e Marchi, [2002].

Questi valori sono riassunti in tabella I insieme agli altri parametri di progetto definiti dall'interpretazione delle prove in sito e dall'analisi dei risultati delle prove di laboratorio.

2.2. Ponte Sabbioncello

La campagna di indagini consta di due prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu) di cui una con piezocono sismico (SCPTu), e di un sondaggio geognostico con prelievo di 5 campioni indisturbati, sui quali sono state eseguite le prove di laboratorio.

In figura 3 è riportato il profilo del terreno con l'ubicazione del sondaggio, eseguito in sommità dell'argine destro e delle prove penetrometriche, sono inoltre diagrammati i valori della resistenza alla punta misurata in funzione della profondità dal piano campagna locale. Nella stessa figura è riportato il profilo stratigrafico di progetto, come desunto dall'interpretazione dei risultati delle indagini.

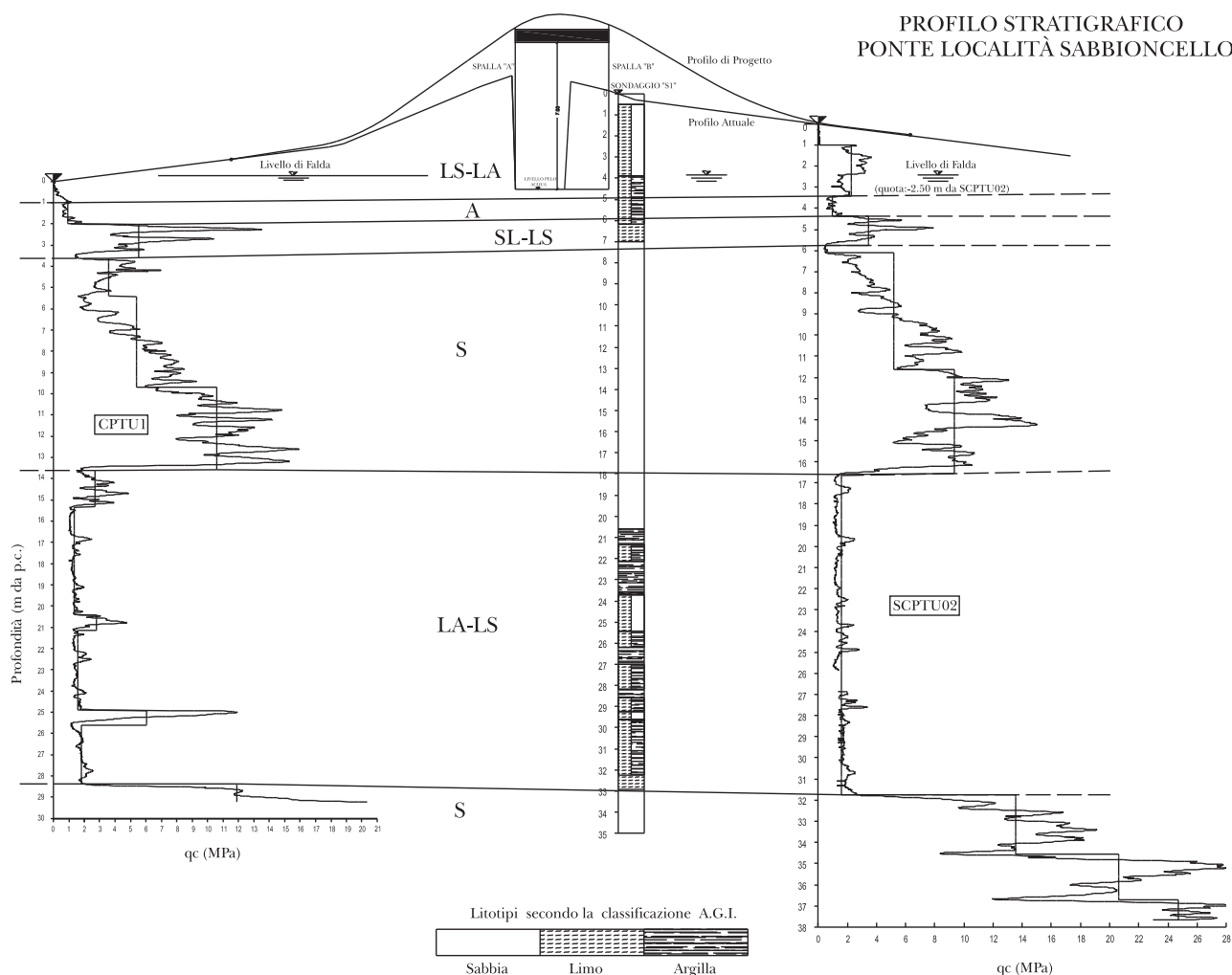


Fig. 3 – Profili stratigrafico Ponte Sabbioncello e resistenza alla punta, q_c da prove CPTu.

Fig. 3 – Soil profile Sabbioncello bridge and point resistance, q_c from CPTu.

Con riferimento alla quota del piano di campagna in corrispondenza del sondaggio S1, il primo strato di limo sabbioso e limo argilloso, presente fino a 6 m di profondità, è relativo al corpo arginale e non sarà interessato dalle opere di sostegno prese qui in esame. Dai 6m fino a 18m di profondità dal riferimento si è rinvenuto un deposito prevalentemente sabbioso. Da 18m a 33m circa, uno strato di limo argilloso e sabbioso sovrasta lo strato di sabbia sottostante rinvenuto fino alla massima profondità indagata. La falda freatica è stata rinve-

nuta a circa 4m di profondità, pertanto è ragionevole ipotizzare che i terreni naturali siano saturi.

In figura 4 è riportata una sintesi dei risultati della caratterizzazione geotecnica, dove gli strati di terreno rinvenuti sono stati raggruppati in quattro unità (A, B, C, e D); per la sabbia limosa dell'unità A e per l'unità D interessate dai diaframmi, la densità relativa e l'angolo di resistenza al taglio sono stati ottenuti mediante correlazioni empiriche [BALDI *et al.* 1986; DURGUNOGLU e MITCHELL 1975].

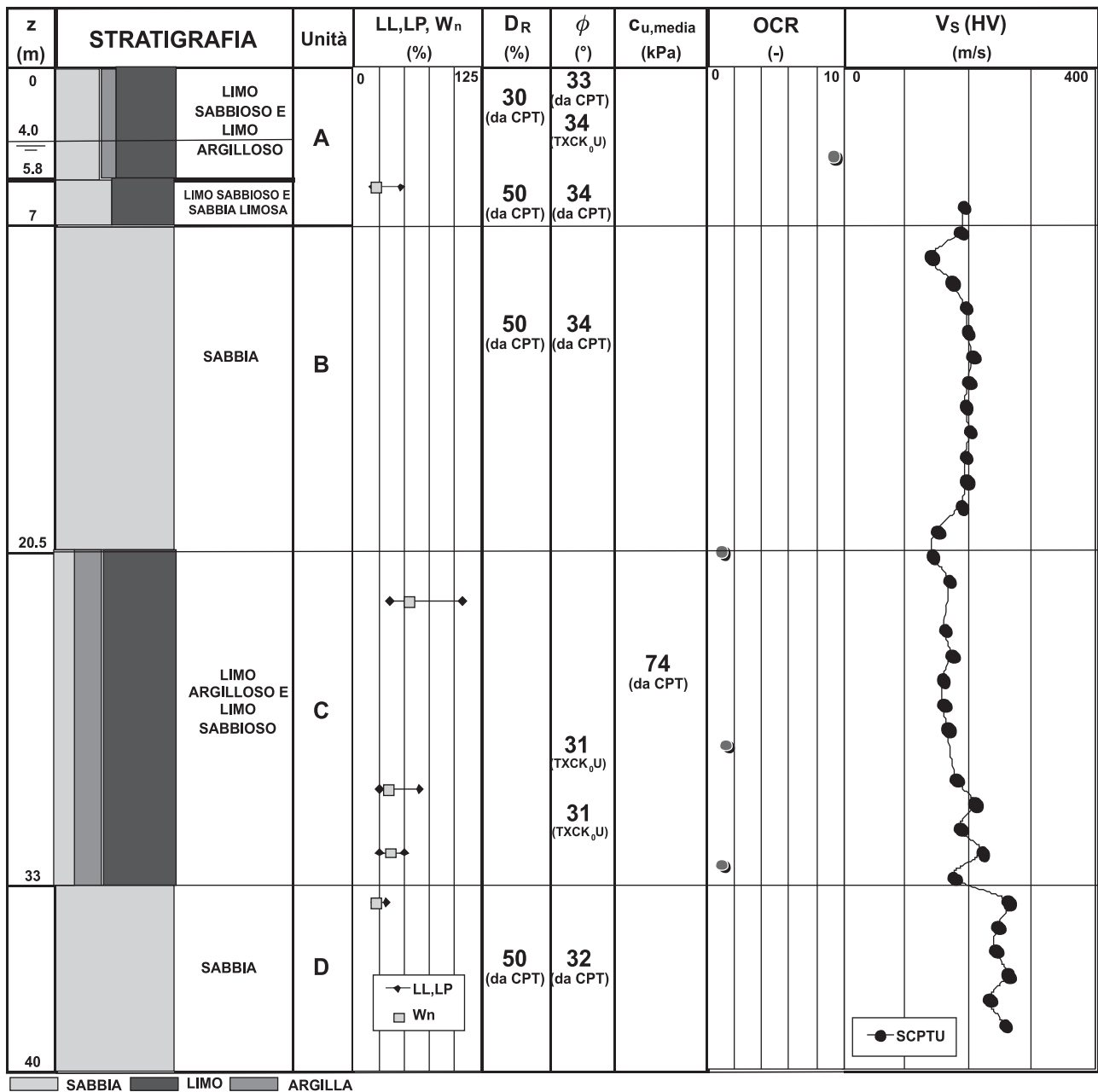


Fig. 4 – Ponte Sabbioncello. Caratterizzazione geotecnica di progetto e profili della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,VH}$ da prove SCPTU, SASW e prove di laboratorio.

Fig. 4 – Sabbioncello bridge. Design geotechnical characterization and shear wave velocity $V_{s,VH}$ profiles from SCPTU, SASW and laboratory tests.

Tab. I – Parametri di input dei modelli dalla caratterizzazione geotecnica dei due siti.

Tab I – Model input parameters from the geotechnical characterization of the two sites.

Parametri	Simbologia	u.m.	Ponte Madonna	Ponte Sabbioncello
Natura prevalente			fine	granulare
Densità	ρ	kg/m ³	1700	1840
Porosità	n	-	0,55	0,4
Permeabilità	k	m/s	10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁵
Angolo di resistenza al taglio	φ	°	25 (**)	33 (*)
Coeff. di spinta attiva statica	k_A	-	0,406	0,295
Coeff. di spinta passiva statica	k_P	-	2,464	3,392
Modulo di taglio elastico medio	G_0	MPa	50 (***)	74 (***)

(*) da correlazione di DURGUNOGLU e MITCHELL [1975].

(**) da prove di laboratorio triassiali.

(***) da prove *down hole* con cono sismico.

In figura 4 è riportato anche il profilo della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{S,VH}$, misurato dalla prova *down hole*, SCPTu01.

Facendo la media dei valori delle velocità delle onde di taglio dai 6 agli 11m, dopo aver scartato il valore in corrispondenza ai 6m, si ottiene $V_s \cong 200$ [m/s].

Si ha quindi:

$$G_{0,VH} = \rho V_s^2 \approx 74 \text{ [MPa]}$$

Si assume $D_0 = 0,02$, sulla base dei risultati ottenuti da prove di colonna risonante su sabbie ricostruite di depositi alluvionali recenti aventi simili caratteristiche [FIORAVANTE e MARCHI, 2002]; il valore è riferito a livelli di deformazione a taglio molto piccoli, inferiori di 10^{-5} , per deformazioni indotte maggiori di 10^{-5} , si farà riferimento alle curve G/G_0 e D/D_0 funzioni di γ , riportati da FIORAVANTE e MARCHI, 2002.

In tabella I sono riassunti, per ciascun sito, i parametri utilizzati nella modellazione.

3. Valutazione delle azioni su una paratia nei 2 siti

3.1. Ponte Madonna

Il sistema oggetto di studio è schematizzato in figura 5, esso è costituito da una paratia flessibile in acciaio a sostegno di uno scavo di altezza $H = 5$ m, perfettamente incastrata alla base e da uno strato semi-illimitato di terreno uniforme [RADI *et al.*, 2004], che in prossimità del ponte Madonna è costi-

tuito da limo argilloso, il cui comportamento è assunto visco-elastico lineare. Al di sotto del piano di incastro ($y = 0$) il terreno si considera indeformabile.

Tale sistema, sottoposto a un'accelerogramma $\ddot{x}(t)$ uguale in ogni punto dello spazio, si considera in stato piano di deformazione; si ammette inoltre che la parete, di rigidità costante lungo l'altezza, aderisca in ogni suo punto allo strato di terreno sostenuto.

L'assunzione di invarianza del modulo di resistenza al taglio G e del coefficiente di viscosità D del terreno rende lineare il problema.

Tenuto conto della larghezza non trascurabile della paratia, la rigidità D_w di questa viene valutata, per sezioni rettangolari, con la formula nota dalla teoria delle lastre:

$$D_w = \frac{E_w \cdot t_w^3}{12(1-\nu_w^2)} \quad (1)$$

dove:

E_w : modulo di Young della paratia;

t_w : spessore della paratia;

ν_w : coefficiente di Poisson della paratia

Un parametro fondamentale nella valutazione della risposta del sistema risulta essere la flessibilità relativa della parete d_w , definita come [VELETOS and YOUNAN, 1997]:

$$d_w = \frac{G \cdot H^3}{D_w} \quad (2)$$

Se d_w tende a 0, significa che la paratia è molto più rigida del terreno, se invece d_w tende a un numero grande, il terreno tende a comportarsi come

se la parete non fosse presente, a causa della ridotta rigidità di questa rispetto allo stesso.

La pulsazione fondamentale del sistema è data dall'espressione:

$$\omega_1 = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3)$$

Come è facile riconoscere, la (3) rappresenta la pulsazione fondamentale di una mensola deformabile a taglio.

Se si indicano con u_1, u_2 rispettivamente gli spostamenti orizzontale e verticale di un punto arbitrario appartenente al piano xy rispetto alla base (u_1 e u_2 sono cioè spostamenti relativi, funzioni delle coordinate xy e del tempo), le equazioni di campo assumono la forma:

$$\begin{cases} \frac{G}{1-2\nu} [2(1-\nu) \cdot u_{1,11} + (1-2\nu) \cdot u_{1,22} + u_{2,12}] = \rho \cdot (\ddot{u}_1 + \ddot{x}(t)); \\ \frac{G}{1-2\nu} [2(1-\nu) \cdot u_{2,22} + (1-2\nu) \cdot u_{2,11} + u_{1,12}] = \rho \cdot \ddot{u}_2. \end{cases} \quad (4)$$

essendo ρ la densità del terreno.

Il simbolo “,” indica l'operazione di derivazione rispetto alle variabili spaziali, mentre il punto “..” rappresenta la derivata temporale; infine gli indici denotano le componenti scalari delle grandezze cui sono applicati.

Introducendo le coordinate adimensionali $\xi = x/H, \eta = y/H$, è possibile cercare le funzioni incognite nella forma:

$$u_1(x_1, x_2, t) = U(\xi, \eta) e^{i\omega t};$$

$$u_2(x_1, x_2, t) = V(\xi, \eta) e^{i\omega t};$$

dove le funzioni $U(\xi, \eta)$ e $V(\xi, \eta)$ rappresentano le ampiezze degli spostamenti. In particolare, l'ampiezza dello spostamento orizzontale del terreno si esprime come combinazione lineare dei modi di oscillare di una mensola deformabile a taglio, avente spessore unitario:

$$U(\xi, \eta) = \sum_{k=1}^{\infty} U_k(\xi) \sin(\lambda_k \cdot \eta) \quad (5)$$

essendo $\lambda_k = \frac{(2k-1)\pi}{2}$.

In figura 6 sono stati riportati gli andamenti dello spostamento orizzontale $w(\xi=0, \eta)$, del taglio $t(\xi=0, \eta)$ e del momento $m(\xi=0, \eta)$ della parete.

Sono state assunte le seguenti caratteristiche iniziali per il sistema terreno-parete:

$H = 5 [m]$ = altezza della parete;

$\rho = 1700 [kg/m^3]$ = densità del terreno;

$\varphi = 25^\circ$ = angolo di resistenza al taglio del terreno,

$G_0 = 50 [MPa], D_0 = 0,03$; rispettivamente modulo di taglio e coefficiente di dissipazione iniziali del terreno;

$\nu = 0,15$ = coefficiente di Poisson del terreno;

$E_w = 2,06 \cdot 10^5 [MPa]$;

$J_w = 3,04 \cdot 10^{-4} [m^4/m]$ = momento d'inerzia della parete per unità di larghezza; (palancole tipo Arbed, elementi PU 16. Dal Manuale dell'Ingegnere [Zanichelli, 2004]

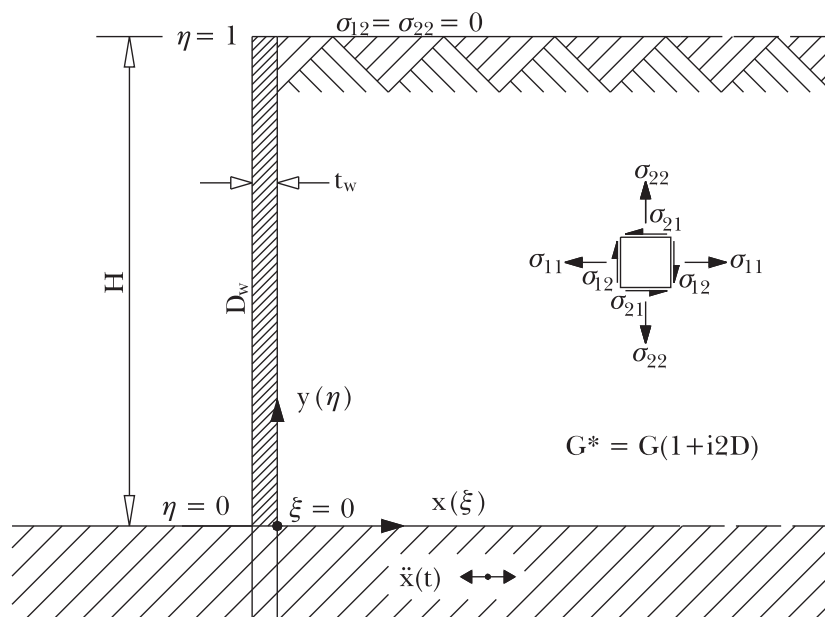


Fig. 5 – Schema del sistema e condizioni al contorno per il modello visco-elastico, applicato ai terreni argillosi di Madonna.
Fig. 5 – Scheme of the system and boundary conditions of the visco-elastic model, applied to clayey soils of Madonna site.

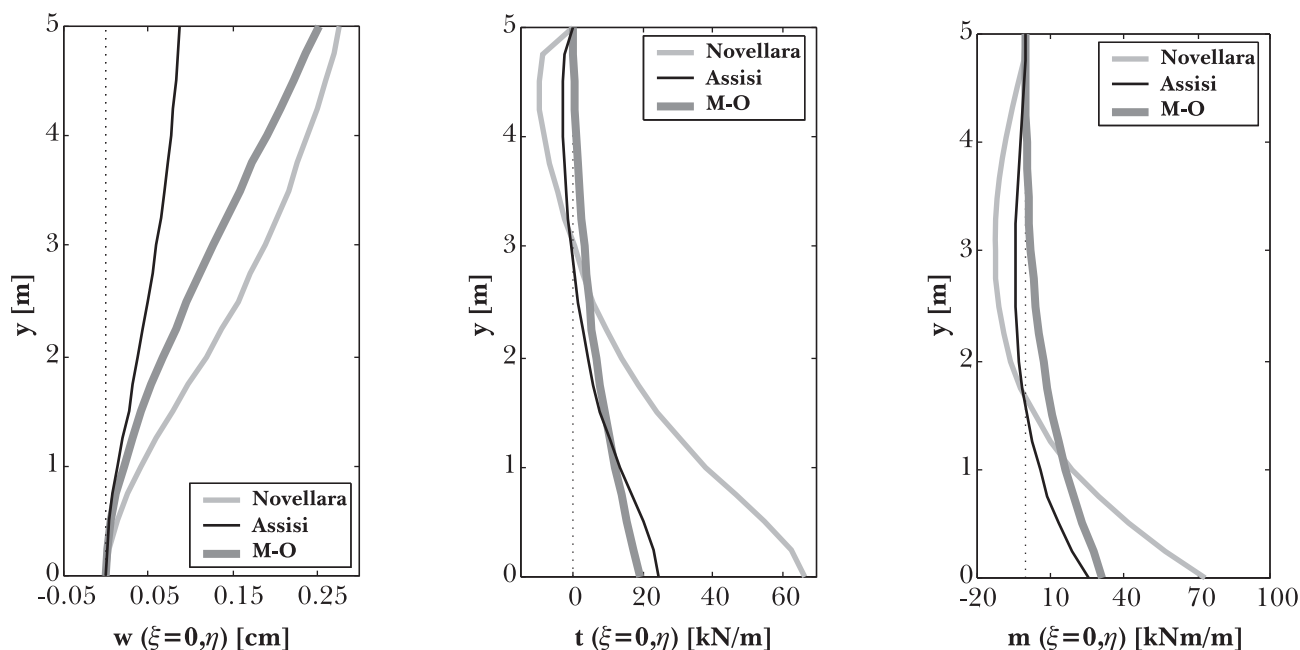


Fig. 6 – Risultati del modello visco-elastico con parametri iniziali G_0 e D_0 .

Fig. 6 – Results of the visco elastic model with initial parameters G_0 e D_0 .

la flessibilità della parete risulta:

$$d_w = \frac{G \cdot H^3}{E_w \cdot J_w} \cong 100$$

Sulla base delle misure del profilo di Vs dalle prove DH, il valore rappresentativo della velocità delle onde di taglio entro 30 metri di profondità risulta $V_{S30} = 170$ [m/s]. Pertanto, in accordo all'ordinanza 3274 [O.P.C.M. 3274, 2003], il sito indagato risulta essere di categoria D, ed il coefficiente S vale 1.35; inoltre, essendo in zona 3, l'accelerazione di picco è $a_g = 0.15g$.

Le analisi sono state condotte facendo riferimento agli accelerogrammi registrati durante due eventi sismici recenti, il sisma di Novellara dell'Ottobre 1996 (componente N-S, $\Delta t = 0.01s$, $a_{max} = 0.1423g$) e il terremoto di Assisi del Settembre 1997 (componente N-S, $\Delta t = 0.005s$, $a_{max} = 0.1890g$). L'azione sismica è stata scomposta nelle varie componenti armoniche, sfruttando la tecnica delle trasformate discrete di Fourier.

I principali risultati dell'analisi sono riportati in figura 6. In particolare il primo grafico riporta la linea elastica della mensola, $w(\xi=0, \eta)$, il secondo il diagramma del taglio, $t(\xi=0, \eta)$, il terzo quello del momento, $m(\xi=0, \eta)$, tali grandezze sono quelle massime ottenute dalla simulazione.

Poiché la deformazione massima indotta nel terreno è risultata superiore di 10^{-5} , la simulazione è stata ripetuta assumendo valori di G e D relativi a livelli di deformazione maggiore fino a convergenza che si è ottenuta con una deformazione media pari

a $5 \cdot 10^{-4}$ a cui corrispondono valori di $G = 25$ [MPa] e $D = 0,06$.

In figura 7 sono riportati i risultati finali "di convergenza", espressi come diagrammi dei valori massimi della deformata, del taglio e del momento.

Come era logico aspettarsi, si ottengono risultati sensibilmente differenti dai precedenti. Infatti, dimezzando il valore del modulo di taglio G_0 si dimezza ovviamente il valore della flessibilità relativa d_w e diminuisce il valore della pulsazione fondamentale ω_1 , mentre un raddoppio del valore del coefficiente viscoso D_0 causa un aumento delle dissipazioni.

Può essere interessante notare come le sollecitazioni fornite dal modello per il sisma di Assisi siano inizialmente (figura 6) inferiori a quelle relative al sisma di Novellara, a convergenza sono invece superiori (figura 7); ciò conferma la grande variabilità della risposta dinamica anche per variazioni contenute della pulsazione ω_1 (per la parete in esame, passando da G_0 a $G_0/2$ ω_1 diminuisce del 30%, mentre le differenze sulle sollecitazioni sono assai superiori; ad esempio, il taglio massimo per il sisma di Novellara si riduce quasi a un terzo di quello in condizioni iniziali).

Nelle figure 6 e 7 sono inoltre riportati (curve tratteggiate indicate con M-O) gli andamenti dello spostamento, del taglio e del momento ottenuti considerando la parete come una mensola incastrata alla base, avente rigidità a flessione pari a $E_w J_w$, caricata con un carico triangolare rappresentante l'incremento dinamico di pressione ricavato dalla formulazione di Mononobe-Okabe. La risul-

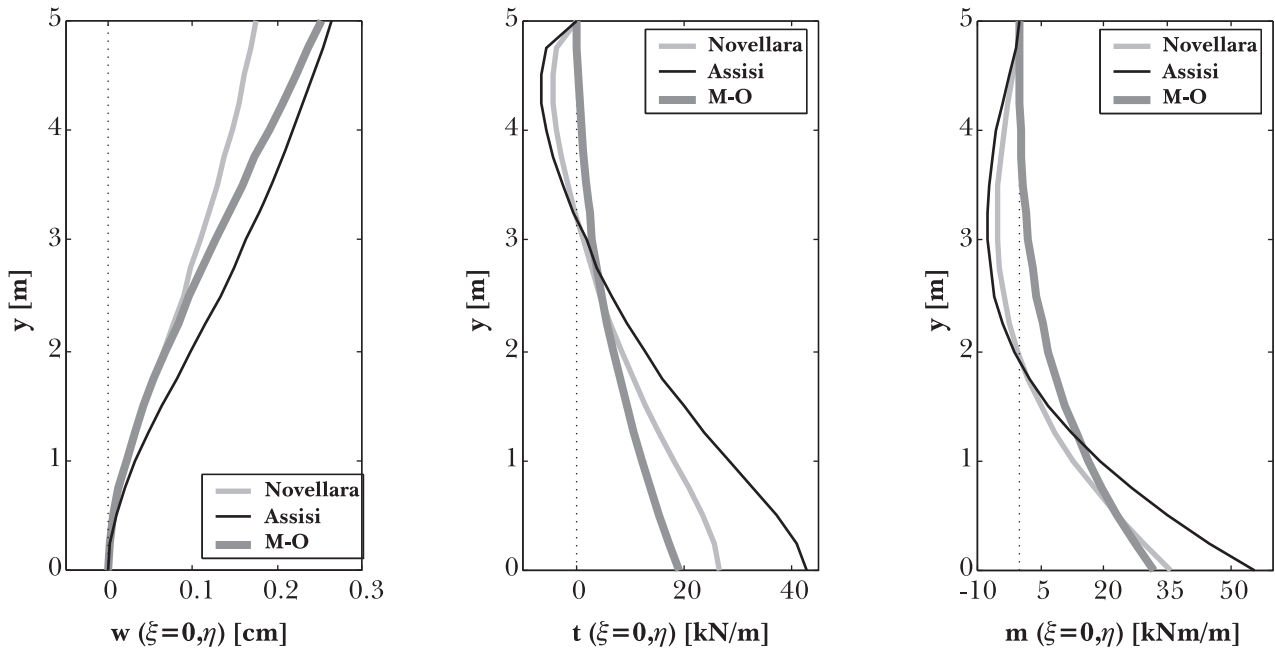


Fig. 7 – Risultati del modello visco-elastico con valori finali di G e D, a convergenza.
 Fig. 7 – Results of the visco-elastic model with final values of G and D, at convergence.

tante ΔP_{AE} di tali pressioni risulta applicata a quota $H/3$ dalla base dell'opera; è quindi evidente che il valore del momento al piede così ottenuto, pari a 31.80 [kNm/m] (curva tratteggiata M-O, $m(\xi=0,\eta)$ per $y = 0$, figure 6 e 7) risulta inferiore a quello proposto dalla normativa [O.P.C.M. 3274, 2003], che suggerisce di applicare tale risultante a metà altezza.

Seguendo le indicazioni dell'Ordinanza n. 3274 [O.P.C.M. 3274, 2003], i coefficienti della spinta sismica orizzontale k_h e verticale k_v , si calcolano come:

$$k_h = \frac{S \cdot a_g}{r}; \quad k_v = \frac{k_v}{2} \quad (6)$$

Con r = fattore riduttivo che tiene in conto degli spostamenti dell'opera di sostegno.

Assumendo $r = 2$ (opere sufficientemente flessibili) si ha, per il caso più sfavorevole:

$$k_h = 0.10125; \quad k_v = 0.0506;$$

$$\vartheta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1+k_v} \right) = 5,5047^\circ;$$

e l'applicazione della formula di Mononobe-Okabe fornisce il seguente valore del coefficiente di spinta attiva:

$K_{AE} = 0.4734$; da cui si ricava la risultante di spinta statica e dinamica:

$$P_{AE} \cdot \frac{\gamma \cdot K_{AE} \cdot (1+k_v) \cdot H^2}{2} = 0.2487 \cdot \gamma \cdot H^2$$

essendo γ il peso di volume del terreno.

Il solo incremento dinamico di spinta ΔP_{AE} può essere determinato sottraendo la componente statica P_A :

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A = 0.04575 \gamma \cdot H^2 \cong 19 [\text{kN/m}],$$

essendo

$$P_A = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot K_A}{2} = 0.203 \cdot \gamma \cdot H^2$$

L'ordinanza, come l'EC8, suggeriscono, in assenza di studi dettagliati, di assumere il punto di applicazione della spinta dinamica a metà altezza; il risultante momento applicato alla parete assume il valore:

$$\Delta P_{AE} H/2 \cong 47.5 [\text{kNm/m}]$$

Pertanto, per strutture flessibili, confrontando i valori forniti dal modello per il sisma di Novellara (accelerazione massima $a_{max} = 0.1423g$) con quelli calcolati secondo la normativa si ha:

$$\frac{\Delta P_{AE}}{t_0} \cong 0.71; \quad \frac{\Delta P_{AE} H/2}{m_0} \cong 1.34.$$

Volendo fare un confronto tra le sollecitazioni da normativa e quelle indotte dal terremoto di Assisi si ha invece:

$$\frac{\Delta P_{AE}}{t_{max}} \cong 0.45; \quad \frac{\Delta P_{AE} H/2}{m_{max}} \cong 0.86.$$

Tab. II – Risultati modello visco-elastico; riferiti sito Madonna.
 Tab. II – *Visco-elastic model results, referred to Madonna site.*

Parametri terreno	$G_0 = 50$ [MPa]; $D_0 = 0.03$		$G = 25$ [MPa]; $D = 0.06$		
Grandezze	Novellara	Assisi	Novellara	Assisi	M.-O.
w max [cm]	0.276	0.09	0.175	0.263	0.253
t max [kN/m]	66.78	24.72	26.70	42.60	19
m max [kNm/m]	73.34	25.22	35.50	55.26	31.80

Dai rapporti risulta che l'analisi proposta fornisce, per i terremoti in oggetto, valori della spinta superiore rispetto a quelli determinati applicando la formula di M.-O., mentre il momento flettente calcolato da normativa risulta circa del 30% superiore di quello fornito dal modello per il sisma di Novellara, e circa del 15% inferiore rispetto a quello relativo al terremoto di Assisi.

Per opere sufficientemente flessibili i calcoli dimostrano che l'applicazione del metodo di M.O. secondo l'ordinanza 3274 e l'EC8 comporta valori dell'azione flettente al piede non molto distanti da quelli indotti da terremoti di moderata intensità secondo la modellazione proposta, mentre le differenze riguardanti le spinte sull'opera possono essere più marcate.

In tabella II sono riportati i principali risultati ottenuti dalle analisi.

3.2. Ponte Sabbioncello

Per la valutazione del comportamento dinamico delle opere di sostegno in prossimità del ponte Sabbioncello, si è preso in esame lo stesso schema geometrico considerato precedentemente. In questo caso il terreno è prevalentemente sabbioso e saturo, quindi riproducibile con un modello poro-visco-elastico lineare saturo. In figura 8 è riportato lo schema geometrico adottato e le condizioni al contorno del modello utilizzato. La superficie della parete e la base a contatto col terreno sottostante si considerano impermeabili.

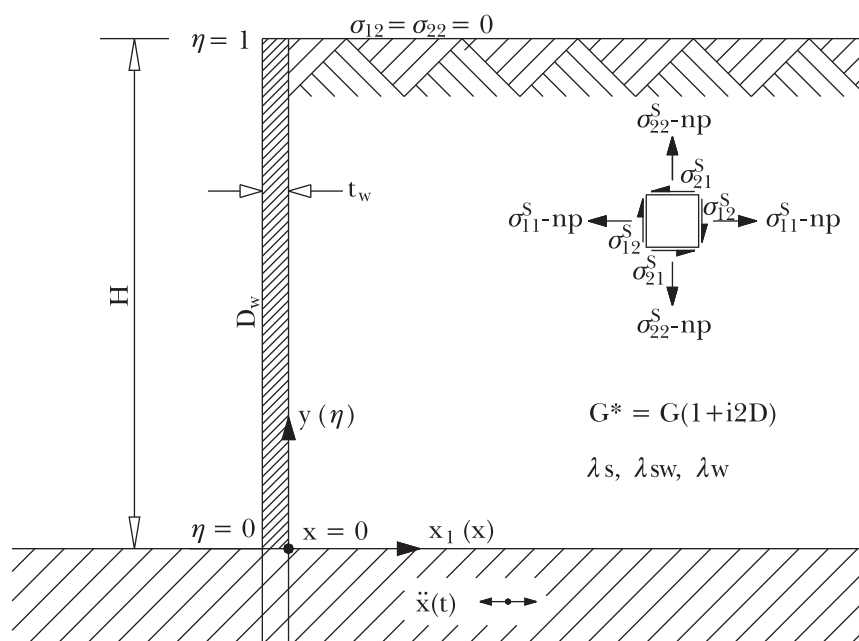


Fig. 8 – Schema del sistema e condizioni al contorno per il modello poro-visco-elastico, applicato ai terreni sabbiosi di Sabbioncello.

Fig. 8 – *Scheme of the system and boundary conditions of the poro-visco-elastic model, applied to sandy soils of Sabbioncello site.*

Il sistema multifase (fase solida e fluido interstiziale) rappresentato in figura è caratterizzato dalle costanti di Lamè λ_s e λ_w rispettivamente della fase solida e liquida, funzioni dei moduli di compressibilità delle fasi; il parametro λ_{sw} descrive gli effetti di accoppiamento delle due fasi, mentre μ rappresenta il modulo di resistenza al taglio del solido e p la pressione interstiziale del fluido. Con n e k verranno indicati rispettivamente la porosità e la permeabilità del terreno.

Le densità apparenti del solido e del fluido si possono esprimere nella forma:

$$\rho^s = (1-n) \cdot \rho_s; \rho^w = n \cdot \rho_w; \quad (7)$$

avendo indicato con ρ_s e ρ_w le densità intrinseche delle fasi.

Le equazioni indefinite di equilibrio che governano il problema si possono esprimere come:

$$\begin{aligned} \Delta \bar{\sigma}^s - \xi \cdot (\bar{u}^s - \bar{u}^w) &= \rho^s (\bar{u}^s - \bar{x}); \\ -n \cdot \nabla p + \xi \cdot (\bar{u}^s - \bar{u}^w) &= \rho^w (\bar{u}^w - \bar{x}); \end{aligned} \quad (8)$$

essendo \bar{u}^s e \bar{u}^w lo spostamento del solido e del fluido, e $\xi = n^2/k$ un termine positivo che rappresenta le dissipazioni. È facile riconoscere che la seconda delle (8) è la legge di Darcy in forma dinamica.

Le tensioni per le due fasi possono essere scritte nel modo seguente:

$$\sigma_{ij}^s = 2 \cdot G \cdot \frac{u_{i,j}^s + u_{j,i}^s}{2} + (\lambda_s \Delta \bar{u}^s + \lambda_{sw} \Delta \bar{u}^w) \cdot \delta_{ij}; \quad (9)$$

$$\sigma^w = -n \cdot p = (\lambda_{sw} \Delta \bar{u}^s + \lambda_w \Delta \bar{u}^w) \cdot \delta_{ij};$$

La pulsazione fondamentale ω_1 del terreno viene espressa in funzione della densità intrinseca dello scheletro solido [THEODORAKOPOULOS *et al.*, 2001], ossia:

$$\omega_1 = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad (10)$$

Le incognite del sistema sono rappresentate dalle funzioni pressione interstiziale e spostamento della fase solida, che vengono cercate, similmente al modello visco-elastico, come sommatorie di infiniti termini armonici.

Sono state assunte le seguenti caratteristiche iniziali per il sistema terreno-parete:

$$\begin{aligned} H &= 5 \text{ [m]} = \text{altezza della parete}; \\ \rho &= 1840 \text{ [kg/m}^3\text{]}; \quad \rho_s = 2400 \text{ [kg/m}^3\text{]}; \quad \rho_w = 1000 \text{ [kg/m}^3\text{]}; \\ n &= 0.4; \quad k = 10^{-5} \text{ [m/s]} = 1.02 \cdot 10^{-9} \text{ [m}^3\text{/s/kg]}; \\ \varphi &= 33^\circ = \text{angolo di resistenza al taglio del terreno}, \end{aligned}$$

$$G_0 = 74 \text{ [MPa]}, \quad D_0 = 0,02;$$

Assumendo i seguenti moduli di compressibilità: $K_s = 36000 \text{ [MPa]}$, $K_w = 1900 \text{ [MPa]}$,

$K = 81 \text{ [MPa]}$, corrispondenti a un coefficiente

di Poisson $\nu = 0.15$, $\left(K = G \cdot \frac{2 \cdot (1 + \nu)}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \right)$, le co-

stanti di Lamè risultano [LORET e HARIRECHE, 1991]:

$\lambda_s \cong 1605 \text{ [MPa]}$; $\lambda_{sw} \cong 1053 \text{ [MPa]}$; $\lambda_w \cong 704 \text{ [MPa]}$.

Assumendo

$$E_w = 2.06 \cdot 10^5 \text{ [MPa]}; \quad J_w = 3.04 \cdot 10^{-4} \text{ [m}^4\text{/m]},$$

si ha:

$$d_w = \frac{G \cdot H^3}{E_w \cdot J_w} \cong 150$$

Sulla base delle misure del profilo di V_S dalle prove DH si ricava un valore medio della velocità delle onde di taglio V_{S30} pari a 200 [m/s]. In accordo all'ordinanza 3274, il sito indagato risulta essere di categoria C, e il coefficiente stratigrafico S vale 1.25.

I principali risultati dell'analisi della parete soggetta agli stessi eventi sismici del capitolo precedente, sono riportati in figura 9. In particolare il primo grafico riporta la linea elastica della mensola, $w(\xi=0, \eta)$, il secondo il diagramma del taglio, $t(\xi=0, \eta)$, il terzo quello del momento, $m(\xi=0, \eta)$; tali grandezze sono quelle massime ottenute dalla simulazione.

Poiché, anche in questo caso, la deformazione massima indotta nel terreno è risultata superiore di 10^{-5} , la simulazione è stata ripetuta assumendo valori di G e D relativi a livelli di deformazione maggiore fino a convergenza che si è ottenuta con una deformazione media pari a $5 \cdot 10^{-4}$ a cui corrispondono valori di $G = 37 \text{ [MPa]}$ e $D = 0,04$.

In figura 10 sono riportati i risultati finali "di convergenza", espressi come diagrammi dei valori massimi della deformata, del taglio e del momento.

Anche per il modello poro-visco-elastico è possibile rilevare differenze significative nella risposta del modello, passando dai valori iniziali del modulo di taglio G_0 e del coefficiente viscoso D_0 a quelli operativi, anche se queste risultano, nella maggior parte dei casi, più contenute rispetto al caso precedente (la differenza massima, del 144%, riguarda lo spostamento in sommità indotto dal terremoto di Assisi).

Analogamente all'esempio precedente, le curve tratteggiate (M-O) rappresentano le sollecitazioni dovute alla distribuzione triangolare di pressione dinamica indotta dal terreno e dall'acqua, agente su una mensola incastrata, avente modulo di rigidità a flessione $E_w J_w$.

Anche in questo caso la risultante del momento flettente dovuto a tali pressioni, pari a 89.23 [kNm/m] (curva tratteggiata $m(x=0, \eta)$ per $y=0$, riportata nelle figure 9 e 10) risulta inferiore a quella proposta dalla normativa, la quale suggerisce di applicare la spinta dinamica dovuta al terreno e all'acqua ri-

spettivamente a quota $H/2$ e $0.4H$ dal piede, come viene illustrato in seguito.

L'E.C.8 [EC8, 2004] e l'ordinanza 3274 [O.P.C.M. 3274, 2003] prescrivono, in caso di terreni non coesivi saturi, di assumere un "fattore riduttivo" r pari a 1.

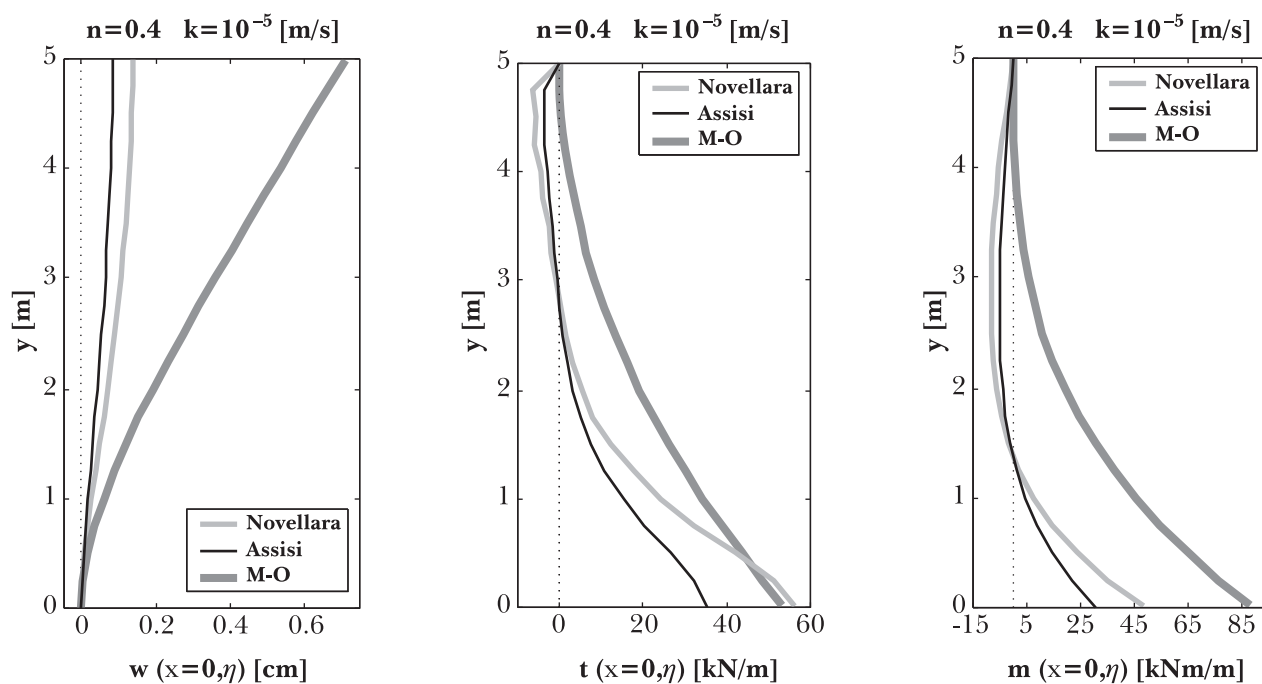


Fig. 9 – Risultati del modello poro-visco-elastico con parametri iniziali G_0 e D_0 .
Fig. 9 – Results of the poro-visco elastic model with initial parameters G_0 e D_0 .

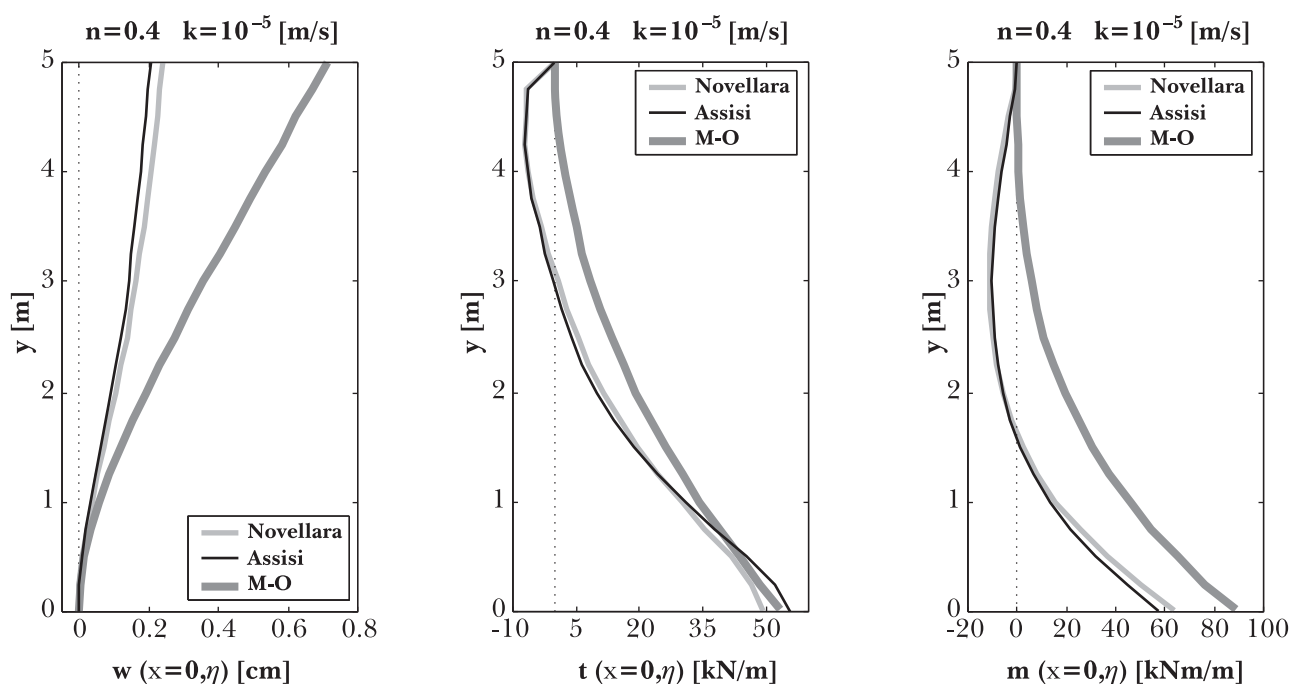


Fig. 10 – Risultati del modello poro-visco-elastico con valori finali di G e D , a convergenza.
Fig. 10 – Results of the poro-visco elastic model with final values of G and D , at convergence.

Tab. III – Risultati modello poro-visco-elastico, riferiti al sito di Sabbioncello.

Tab. III – Poro-visco-elastic model results, referred to Sabbioncello site.

Parametri terreno	$G_0 = 74$ [MPa]; $D_0 = 0.02$		$G = 37$ [MPa]; $D = 0.04$		
Grandezze	Novellara	Assisi	Novellara	Assisi	M.-O.
w max [cm]	0.139	0.084	0.239	0.205	0.713
t max [kN/m]	56.06	35.40	49.15	55.50	53.54
m max [kNm/m]	48.96	30.51	64.25	57.95	89.23

Per un terreno permeabile ($k \cdot 5 \cdot 10^{-4}$ [m/s]) in falda, i coefficienti di spinta sismica e l'angolo d'inerzia risultano, per la condizione più sfavorevole:

$$k_h = 0.1875; \quad k_v = 0.09375;$$

$$\vartheta = \tan^{-1} \left(\frac{\rho_d}{\rho - \rho_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_w} \right) = 16,3769^\circ;$$

essendo la densità del terreno secco $\rho_d = \rho_s(1-n) = 1440$ [kg/m³].

La spinta idrodinamica risulta:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cong 26,82 \text{ [kN/m]}.$$

agente alla quota 0.4 H a partire dal piede del muro.

Si ha inoltre:

$$K_{AE} = 0.5067;$$

$$P_{AE} = \frac{g \cdot (\rho - \rho_w) \cdot P_A \cdot (1 + k_w) \cdot H^2}{2} \cong 57.09 \text{ [kN/m]}.$$

L'incremento dinamico complessivo ΔP_{AE} e il risultante momento risultano:

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A + E_{wd} = 53.54 \text{ [kN/m]};$$

$$(P_{AE} - P_A) H/2 + E_{wd} \cdot 0.4H \cong 120.44 \text{ [kNm/m]};$$

essendo

$$P_A = \frac{g \cdot (\rho - \rho_w) \cdot H^2 \cdot K_A}{2} \cong 30.37 \text{ [kN/m]}.$$

Calcolando i rapporti tra i valori forniti dal modello poro-visco-elastico per il sisma di Novellara e quelli ricavati applicando la normativa, risulta:

$$\frac{\Delta P_{AE}}{t_{max}} \cong 1.09; \quad \frac{(P_{AE} - P_A) \cdot H/2 + E_{wd} \cdot 0.4H}{m_{max}} \cong 1.87$$

Operando un confronto con la risposta relativa al sisma di Assisi si ha:

$$\frac{\Delta P_{AE}}{t_{max}} \cong 0.96; \quad \frac{(P_{AE} - P_A) \cdot H/2 + E_{wd} \cdot 0.4H}{m_{max}} \cong 2.08$$

A differenza del modello visco-elastico, dai calcoli risulta che l'applicazione del metodo di M.O. ($r = 1$) secondo la normativa comporta sollecitazioni flettenti doppie rispetto a quelle fornite dal modello per i terremoti considerati, pur essendo assai contenuta la differenza tra le spinte; ciò che conferma l'opportunità di adottare, per i sistemi multifase, modelli più sofisticati della formula di M.O.

In tabella III sono riportati i principali risultati ottenuti dalle analisi.

4. Considerazioni Finali

I modelli proposti consentono di valutare le sollecitazioni e gli spostamenti di una paratia flessibile, incastrata alla base, a contatto con uno strato semi-illimitato di terreno omogeneo a comportamento visco-elastico lineare ovvero poro-visco-elastico lineare, con caratteristiche meccaniche costanti.

A differenza dei metodi pseudostatici, che considerano come unico parametro il valore di picco dell'accelerazione al suolo, i metodi proposti consentono di tener conto del contenuto energetico di un accelerogramma di progetto in corrispondenza delle frequenze naturali del sistema parete-terreno. Nel presente lavoro è stata riportata la risposta dei modelli agli accelerogrammi registrati durante i terremoti di Novellara (1996) e Assisi (1997), scomponendo l'azione sismica nelle varie componenti armoniche e sfruttando la tecnica delle trasformate discrete di Fourier.

Dallo studio condotto si rilevano differenze, per gli eventi sismici considerati, tra la risposta fornita dai modelli proposti e le sollecitazioni calcolate seguendo i suggerimenti della normativa; in particolare, l'azione flettente al piede dell'opera determinata applicando la formula di M.-O risulta pres-

soché doppia di quella fornita dal modello poro-visco-elastico.

I risultati ottenuti confermano l'opportunità di adottare formulazioni più dettagliate per la determinazione della azioni sulle pareti a contenimento di terreni sia fini che granulari rispetto al procedimento suggerito dalla normativa, tenendo conto della permeabilità e della porosità del terreno, oltre che della effettiva flessibilità della struttura.

L'adozione di parametri costanti del terreno come il modulo di taglio e lo smorzamento rappresentano un limite dei modelli proposti, superabile, come mostrato, adottando una procedura iterativa, la quale partendo dai valori iniziali, G_0 e D_0 , valutata la deformazione massima conseguente, aggiorni i valori di G e D come secanti delle funzioni $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$, fino a convergenza.

Anche l'ipotesi di perfetta aderenza tra paratia e terreno, che rende possibile l'insorgere di trazioni in sommità del sostegno, rappresenta un limite dei modelli presentati. Questa ipotesi di continuità è infatti verosimile solo se sono presenti dispositivi di ancoraggio, in assenza dei quali si può manifestare un distacco tra terreno e parete, con un conseguente aggravio delle sollecitazioni per il diaframma.

Inoltre, per semplicità, alla base della parete viene ipotizzato un incastro perfetto, ma è possibile considerare condizioni di vincolo più generali, introducendo per esempio una cerniera cedevole elasticamente al piede, rappresentativa dell'effettivo grado di vincolo alla rotazione offerto dalla parte infissa del sostegno. È altresì possibile simulare l'eventuale presenza di setti orizzontali introducendo una serie di appoggi (fissi o cedevoli) lungo la parete, alla quota alla quale i setti sono applicati.

5. Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare la Provincia di Ferrara nella persona dell'Ing. Capo G. Andrighetti e della Dott.ssa A. Zecchi, per aver messo a disposizione i risultati delle indagini geotecniche.

6. Bibliografia

AA.VV. (2004) – *Manuale di Ingegneria Civile*, vol. II, terza edizione. Zanichelli.

BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1986) – *Interpretation of CPTs and CPTUs – Part II: drained penetration in sands*. Proc. 4th International Geotechnical Seminar on Field Instrumentation and in situ measurements, Singapore.

DURGUNOGLU H.T., MITCHELL J.K. (1975) – *Static penetration resistance of soils*. Proceedings ASCE Conference on In-situ measurements of Soil Properties, Raleigh, NC.

EN 1997-1 (2002) – Eurocode 7. *Geotechnical design – Part 1: General Rules*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.

(pr) EN 1998-1 (2003) – Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.

(pr) EN 1998-5 (2003) – Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium, December 2003, final draft.

FIORAVANTE V. (2004) – Session Report. *Enhanced characterization by combined in-situ testing* Proc. International Site Characterisation Conference ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation, Viana da Fonseca & Mayne (Eds.) ISBN 90 5966 009 9. pp. 1585, 1596.

FIORAVANTE V., MARCHI G. (2002) – *Caratterizzazione dinamica di un deposito alluvionale in area urbana*. Proc. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica. A.G.I., Pàtron, pp. 63, 71.

LAI C.G. (2000) – *Spectral Analysis of Surface Waves – Active Methods – Technical Recommendations*. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 4 pp. 201-212.

LORET B., HARIRECHE O. (1991) – *Acceleration waves, flutter instabilities and stationary discontinuities in inelastic porous media*, J. Mech. Phys. Solids, vol. XXXIX, n. 5, pp. 569-606.

MONONOBE N., MATSUO H. (1929) – *On the determination of earth pressures during earthquakes* Proc. World Engrg. Congr., Tokio, Japan, vol. IX, n. 388.

O.P.C.M. n. 3274, 20 marzo 2003, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*.

OKABE S. (1924) – *General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam*. J. Japan. Soc. Civ. Engrs. 12(1).

RADI E., FIORAVANTE V., TRALLI A. (2004) – *Sulla risposta dinamica di paratie soggette a sollecitazioni sismiche*. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia".

THEODORAKOPOULOS D.D., CHASSIAKOS A.P., BESKOS D.E. (2001) – *Dynamic pressures on rigid cantilever walls retaining poroelastic soil media. Part I. First method of solution*, Soil Dyn. Earthquake Engrg., vol. XXI, n. 4, pp. 315-338.

VELETOS A.S., YOUNAN A.H. (1997) – *Dynamic response of cantilever retaining walls*, J. Geotech. Geoenv. Engrg., ASCE, vol. CXXIII, n. 2, pp. 161-172.

On the dynamic response of flexible cantilever diaphragm walls subjected to seismic loads in alluvial deposits.

Summary

The complex interaction behaviour of a flexible retaining wall under dynamic loads was modelled by two linear models, a visco-elastic model, which can match low permeable soils, and a poro-visco-elastic one, usable on medium to high permeable soils. The adopted models account for the energy content of the reference earthquake around the natural soil frequencies and for the wall flexibility to overcome the limitations of the pseudostatic methods suggested by the Eurocodes, which assume

an undeformable wall; the latter assumption causes an overestimation of the dynamic loads applied. To analyse the efficiency of the proposed models and to quantify the differences of the applicable loads with the simplified method by Mononobe – Okabe, the results of two applications have been presented, regarding the design of retaining walls in two well investigated sites in alluvial deposit interested by the design of the navigable channel called “Idrovia Ferrarese”. The two sites are near by two bridges that had to be reconstructed to match the new channel dimensions: the first near by Madonna bridge, revealed a prevalently clayey soils around the depths interested by retaining walls, the second by Sabbioncello bridge, showed sandy soils. The analysis carried out refer to accelerograms recorded during two recent earthquakes [Novellara (RE), 1996 and Assisi, 1997].