

# Analisi FEM del comportamento dinamico di un rilevato in terra rinforzata con geosintetici

Paolo Carrubba,\* Daniele Brusarosco \*\*

## Sommario

Nella memoria si esamina la risposta dinamica di un rilevato in terra rinforzata con geosintetici attraverso modellazione numerica agli elementi finiti. Il modello numerico, bidimensionale in stato piano di deformazione, riproduce un'opera in vera grandezza monitorata, in campo statico, per un periodo di circa 16.000 ore. I dati del monitoraggio descrivono l'evoluzione delle deformazioni dei rinforzi in relazione allo stato di tensione ed al tempo. Le indagini di laboratorio hanno consentito di caratterizzare i parametri meccanici del terreno, dei rinforzi e dell'interfaccia terreno-rinforzo.

Il terreno è stato schematizzato con legge elasto-plastica perfetta, criterio di rottura di Drucker-Prager e flusso associato; per i rinforzi, anch'essi caratterizzati da elasticità non-lineare, è prevista la possibilità di sfilamento lungo l'interfaccia terreno-rinforzo, provvista di elementi di contatto ad attrito.

Sulla base dei dati disponibili, si è calibrato il modello numerico in campo statico, e quindi prevista la risposta in campo dinamico. In tale ambito sono state utilizzate sollecitazioni sinusoidali di prefissata frequenza ed ampiezza, ed è stata determinata la risposta in frequenza della struttura in regime di comportamento non lineare. L'analisi parametrica condotta ha consentito di mettere in luce i principali meccanismi di collasso della struttura, che si localizzano in corrispondenza dell'interfaccia geosintetico-terreno o del paramento. Per tali meccanismi è stato possibile quantificare il coefficiente di sicurezza in relazione alla prossimità alle condizioni di equilibrio plastico o al raggiungimento di un prefissato spostamento permanente.

Le analisi dinamiche hanno riguardato anche la risposta del rilevato sottoposto alla componente Nord-Sud del sisma registrato ad El Centro, durante il terremoto dell'Imperial Valley, California, del 18 Maggio 1940. Quest'ultima analisi ha confermato i risultati delle precedenti e ha mostrato la particolare idoneità delle opere in terra rinforzata con geosintetici all'impiego in zona sismica.

## 1. Introduzione

Il più comune approccio per l'analisi sismica dei rilevati in terra rinforzata con geosintetici si basa sul metodo "pseudo-statico", che introduce gli effetti dinamici in termini di sollecitazioni aggiuntive agenti sulle porzioni di struttura in condizioni di equilibrio plastico [OKABE, 1926; MONONOBE, 1929].

Le osservazioni relative a strutture in terra rinforzata, progettate col metodo pseudo-statico e sottoposte a severi eventi sismici, hanno mostrato come queste opere resistano alle reali sollecitazioni, anche superiori a quelle di progetto, pur manifestando sensibili deformazioni e spostamenti [BATHURST *et al.*, 1996; 1998]. A tal proposito sono disponibili osservazioni su opere in vera grandezza ricadenti in aree recentemente colpite da eventi sismici come quelli di Loma Prieta del 1989 in California, durante il quale sono state raggiunte accelerazioni orizzontali massime dell'ordine di 0.4g [COLLIN *et*

*al.*, 1992], di Northridge del 1994 in California, con accelerazioni orizzontali massime dell'ordine di 0.5g [CAI *et al.*, 1995; WHITE *et al.*, 1995], e di Kobe del 1995 in Giappone, dove sono state raggiunte accelerazioni orizzontali massime dell'ordine di 0.7g [TATSUOKA *et al.*, 1996]. In questi casi la progettazione delle opere in terra rinforzata col metodo pseudo-statico sembra essere stata eccessivamente cautelativa e aver garantito coefficienti di sicurezza ampiamente superiori alle aspettative.

In effetti il metodo pseudo-statico, sebbene molto immediato nell'utilizzo, introduce numerose semplificazioni; tra queste si sottolineano le seguenti:

- si prescinde dalla deformabilità finita dell'opera, quindi dagli effetti di interazione dinamica terreno-struttura, e dallo smorzamento dell'energia sismica;
- il sisma viene schematizzato solo attraverso un valore massimo di accelerazione del terreno; diversamente, la storia sismica dell'evento risulta molto determinante anche alla luce della spiccata non-linearità del mezzo e della non simmetria della struttura;
- si presuppone che la struttura sia già in condizioni di equilibrio plastico e quindi non possono

\* Professore Associato di Geotecnica, Università di Padova, Dipartimento IMAGE, paolo.carrubba@unipd.it

\*\* Ingegnere Geotecnico, Università di Padova, danielebrusa@tiscali.it

essere valutate le deformazioni prima della rottura;

- non è possibile valutare gli spostamenti indotti dalla storia sismica dell'evento in condizioni di rottura.

I metodi numerici agli elementi finiti (FEM) permettono di descrivere l'evoluzione dello stato di tensione e di deformazione in ogni elemento della struttura, di tenere conto della non linearità del mezzo e di seguire una prestabilita storia delle sollecitazioni. Ove possibile, l'impiego di elementi di contatto permette di localizzare superfici di discontinuità e di valutare gli spostamenti anche per avanzati stadi di plasticizzazione di alcuni elementi della struttura.

Recenti studi FEM sul comportamento dinamico delle opere in terra rinforzata [BATHURST *et al.*, 1992; CAI *et al.*, 1995; KARPURAPU *et al.*, 1995; BELAL *et al.*, 2000; HELWANY *et al.*, 2001] mostrano che i principali effetti di interazione dinamica sono: la sensibile deformazione della facciata (specialmente se sprovvista di paramento rigido), la riduzione del coefficiente di sicurezza allo sfilamento del rinforzo durante il sisma e l'aumento delle trazioni nei rinforzi.

Nella memoria si esamina la risposta dinamica di un rilevato in terra rinforzata attraverso modellazione numerica agli elementi finiti condotta con il codice di calcolo ANSYS. Il modello riproduce un'opera in vera grandezza monitorata in campo statico per un periodo di circa 16.000 ore. Si dispone inoltre di una completa caratterizzazione geotecnica di laboratorio dei terreni e dei rinforzi utilizzati nella costruzione, nonché della resistenza d'interfaccia terreno-rinforzo [CARRUBBA *et al.*, 1999; CARRUBBA *et al.*, 2000a, b; CARRUBBA *et al.*, 2002].

Sulla base delle misure disponibili si è inizialmente calibrato il modello numerico in campo statico e quindi sottoposto a condizioni di sollecitazione dinamica. In tale ambito sono state utilizzate forzanti sinusoidali di prefissata frequenza ed ampiezza, ed è stata determinata la risposta in frequenza della struttura in regime di comportamento non lineare. Al fine di ottenere un riscontro con un sistema reale, sono state svolte anche analisi dinamiche del rilevato sottoposto alla componente Nord-Sud del sisma registrato ad El Centro, durante il terremoto dell'Imperial Valley, California, del 18 maggio 1940 [CHOPRA, 1995].

## 2. Rilevato in terra rinforzata in vera grandezza

Il rilevato in terra rinforzata (Fig. 1) è stato realizzato in Cereda (Vicenza), utilizzando tout-venant di cava con diametro efficace  $D_{10} \cong 0.1\text{mm}$ , coefficiente di uniformità  $C_U=130$  e coefficiente di curvatura  $C_C=19$ . La frazione fine, intorno al 10%, ha limite di liquidità  $W_L=28\%$ , limite di plasticità  $W_P=20\%$  e indice di plasticità  $PI=8$ . Secondo il sistema internazio-

nale di classificazione dei terreni (USCS) tale terreno può essere classificato come ghiaia argillosa (GC).

Le prove di costipamento realizzate in laboratorio secondo le procedure Proctor Standard e Modificata hanno indicato densità secche massime rispettivamente di  $\gamma_{d,\max}=20.8\text{ kN/m}^3$  e  $\gamma_{d,\max}=22.0\text{ kN/m}^3$ , con associati contenuti d'acqua ottima rispettivamente di  $W_{\text{opt}}=9.0\%$  e  $W_{\text{opt}}=5.0\%$ .

Le prove di densità in sito, effettuate sul corpo del rilevato con l'impiego di sabbia tarata, hanno fornito un valore medio di densità secca  $\gamma_{d,\max}=17.8\text{ kN/m}^3$  e un contenuto d'acqua mediamente pari a  $W=4\%$ , significativi di un minore grado di costipamento del terreno rispetto ai risultati delle prove di laboratorio (intorno all'85% e all'80% delle rispettive densità Standard e Modificata).

La resistenza al taglio del terreno costipato alle densità modificata e standard è stata valutata su campioni di grande diametro ( $D=95\text{ mm}$ ,  $H=200$

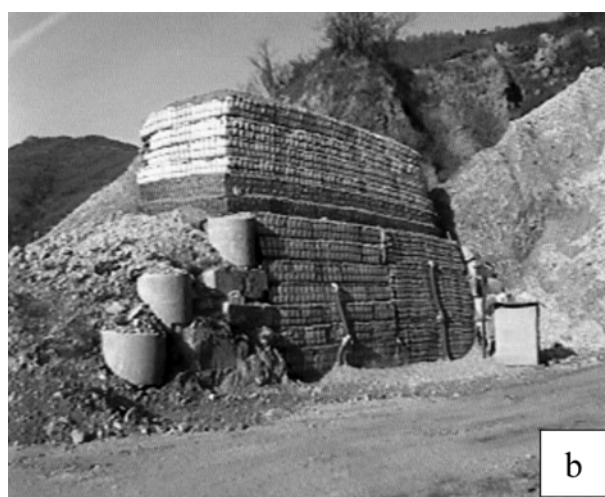


Fig. 1 – Rilevato in terra rinforzata con geosintetici realizzato a Cereda (Vicenza, Italia): a) senza sovraccarico, b) con sovraccarico.

Fig. 1 – Geosynthetic reinforced embankment built at Cereda (Vicenza, Italy): a) without surcharge, b) with surcharge.

mm), utilizzando prove triassiali di tipo consolidate-drenate (TX-CI-D). Nel caso di densità Proctor Modificata e nell'ambito del campo di tensioni di confinamento  $20 \text{ kPa} \leq \sigma_c \leq 100 \text{ kPa}$ , il terreno mostra un comportamento fortemente dilatante che dà luogo ad un angolo di attrito di picco  $\varphi' = 55^\circ$ , angolo di stato critico  $\varphi'_{\text{crit}} = 36^\circ$ , angolo di dilatanza  $\psi' = 19^\circ$  e coesione  $c' = 35 \text{ kPa}$ . Il modulo elastico secante del terreno, ottenuto in corrispondenza al 50% della deformazione a rottura e per una tensione media di confinamento di  $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ , è risultato pari a circa  $E'_{50\%} = 50,000 \text{ kPa}$ . Il coefficiente di spinta a riposo, dell'ordine di  $K_0 = 0.4$ , è stato ottenuto da misure drenate in cella triassiale in condizioni di deformazione radiale controllata (TX-CK<sub>0</sub>-D).

Nel caso di densità Proctor Standard, il terreno mostra un angolo di attrito di picco  $\varphi' = 46^\circ$ , angolo di stato critico  $\varphi'_{\text{crit}} = 36^\circ$ , angolo di dilatanza  $\psi' = 10^\circ$  e coesione  $c' = 15 \text{ kPa}$ . Il modulo elastico secante del terreno è risultato pari a circa  $E'_{50\%} = 9,000 \text{ kPa}$  ed il coefficiente di spinta a riposo dell'ordine di  $K_0 = 0.4$ .

Nel caso del terreno costituente il rilevato, la minore densità conseguita in sito rispetto alle condizioni esaminate in laboratorio, ha comportato un criterio di riduzione dei parametri di resistenza e di deformabilità rispetto a quelli ottenuti in laboratorio. Assumendo che la differenza di densità si ripercuota proporzionalmente sia sui parametri di resistenza che di deformabilità, i parametri della struttura in sito sono stati assunti pari all'85% dei corrispondenti valori ottenuti in laboratorio in condizioni di densità Proctor Standard (Tab. I). In definitiva è stato stimato che la struttura in vera grandezza possiede un angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi' = 40^\circ$ , un angolo di stato critico  $\varphi'_{\text{crit}} = 36^\circ$ , un angolo di dilatanza  $\psi' = 4^\circ$  ed una coesione intercetta  $c' = 12 \text{ kPa}$ . Il modulo elastico secante del terreno è stato stimato pari a circa  $E'_{50\%} = 7,500 \text{ kPa}$  ed il coefficiente di spinta a riposo dell'ordine di  $K_0 = 0.4$ .

Il rilevato, del tipo senza paramento, forma un angolo di  $85^\circ$  rispetto alla direzione orizzontale ed è stato realizzato secondo la tecnica "wrap-around"

Tab. I – Parametri geotecnici del tout-venant di Cereda costituente il rilevato, desunti da prove triassiali su campioni costipati di grande diametro.

Tab. I – Geotechnical parameters of the Cereda tout-venant forming the embankment, from triaxial tests on large diameter compacted samples.

Densità (% Proctor Modificata)	85
Peso di volume ( $\text{kN/m}^3$ )	17.8
Modulo di Young $E'_{50\%}$ (kPa)	7,500
Rapporto di Poisson	0.3
Coefficiente di spinta a riposo	0.4
Coesione (kPa)	12
Angolo di attrito di picco ( $^\circ$ )	40
Angolo di attrito di stato critico ( $^\circ$ )	36
Angolo di dilatanza ( $^\circ$ )	4

con casseri a perdere in rete elettro-saldata. Sono state utilizzate due differenti tipologie di rinforzo: una sezione di rilevato, di larghezza pari a 5 m, è stata rinforzata con 3 strati di geogriglia estrusa mono-orientata in polietilene ad alta densità, convenzionalmente indicata col termine PE. Tale geogriglia possiede una resistenza al 2% di deformazione di 13 kN/m, resistenza massima a trazione 45 kN/m, deformazione al picco 12% e rigidità al 2% di deformazione  $ES = 650 \text{ kN/m}$ .

La seconda sezione di rilevato, di larghezza pari a 5 m, è stata rinforzata con 3 strati di geogriglia estrusa bi-direzionale in polipropilene, convenzionalmente indicata col termine PP. Tale geogriglia possiede una resistenza al 2% di deformazione di 7 kN/m, resistenza massima a trazione 20 kN/m, deformazione al picco 11% e rigidità al 2% di deformazione  $ES = 350 \text{ kN/m}$ .

Le principali caratteristiche meccaniche dei rinforzi utilizzati nella costruzione del rilevato sono riportate in tabella II.

I coefficienti di attrito geogriglia-terreno, sono stati valutati con prove di laboratorio di taglio diretto [CEN, 1997] e di sfilamento [CEN, 1999], uti-

Tab. II – Proprietà meccaniche delle geogriglie utilizzate nella costruzione del rilevato.

Tab. II – Mechanical properties of the geogrids employed in the embankment construction.

Tipo di geogriglia	monoassiale estrusa in polietilene (PE)	biassiale estrusa in polipropilene (PP)
Polimero	HDPE	PP
Resistenza a trazione	45 kN/m	20 kN/m
Deformazione al picco	12%	11%
Trazione al 2% di deformazione	13 kN/m	7 kN/m
Trazione al 5% di deformazione	26 kN/m	14 kN/m
Peso unitario	450 $\text{g/m}^2$	270 $\text{g/m}^2$
Dimensioni delle maglie	130 × 15 mm	41 × 31 mm
Resistenza dei giunti	36 kN/m	18 kN/m

lizzando apparecchiature di grandi dimensioni. Nelle prove di sfilamento, sono stati impiegati campioni di geogriglia di dimensioni  $0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ ; per il rinforzo in PE ed è stato possibile determinare l'involgimento di rottura dell'interfaccia sotto le tensioni di prova di 10 kPa, 20 kPa e 30 kPa [Carrubba *et al.*, 2002], mentre per il rinforzo in PP si osservava la rottura a trazione del geosintetico anche per tensioni di confinamento di 10 kPa.

Il rilevato, di altezza originaria pari a 4 m, è stato costruito in una settimana e lasciato riposare per circa 75 giorni (Fig. 1a). Successivamente è stato sovraccaricato ogni 75 giorni, con stese di terreno di spessore pari ad un metro, al fine di accentuare i fenomeni di deformazione plastica del terreno e di deformazione viscosa dei rinforzi in condizione di confinamento in sito. L'accrescimento del rilevato, fino all'altezza complessiva di 7.50 m (Fig. 1b), è stato realizzato con la stessa tecnica "wrap-around", limitando l'estensione dei rinforzi alla sola zona della facciata. Le misure sono state acquisite per un periodo complessivo di circa 16.000 ore.

Il rilevato è stato dimensionato utilizzando il codice di calcolo RESLOPE [LESHCHINSKY, 1995; LESHCHINSKY *et al.*, 1995] basato sull'equilibrio limite globale. I fattori di sicurezza sulle proprietà di resistenza della terra e dei rinforzi sono stati assunti unitari e la resistenza a lungo termine delle geogriglie è stata assunta coincidente con la resistenza di picco valutata con prove di trazione a breve termine su campioni a banda larga [ASTM, 1996].

La sezione rinforzata con le geogriglie in PE presentava condizioni di equilibrio limite con un meccanismo di rottura per sfilamento del rinforzo intermedio sotto un sovraccarico di 180 kPa e una lunghezza dei rinforzi pari a 1.5 m.

La sezione rinforzata con geogriglie in PP presentava condizioni di rottura a trazione del rinforzo intermedio sotto un sovraccarico di 62 kPa ed una lunghezza dei rinforzi pari a 1.26 m. Tutte le analisi di equilibrio limite globale sono state condotte considerando l'angolo di attrito di picco pari a  $40^\circ$  e coesione effettiva  $c' = 5 \text{ kPa}$ .

Nella realizzazione dell'opera il sovraccarico massimo, costituito dalla berma di terreno di spessore 3.50 m, si mantiene pari a 62 kPa per entrambe le sezioni di rilevato. Ne consegue che secondo le previsioni di equilibrio limite, la sezione di rilevato rinforzata con geogriglie in PP avrebbe manifestato condizioni prossime a quelle di rottura, mentre la sezione rinforzata con geogriglie in PE avrebbe manifestato un comportamento abbastanza discosto dalla condizione di rottura.

In sede di realizzazione, nella sezione di rilevato rinforzata con geogriglie in PE le lunghezze dei rinforzi sono state aumentate a 2.00 m, in modo da favorire la rottura a trazione piuttosto che a sfilamento:

i rinforzi sono stati posti alle quote di 0.00 m, 1.30 m e 2.90 m dalla base del rilevato.

Nella sezione di rilevato rinforzata con geogriglie in PP, le lunghezze dei rinforzi sono state aumentate a 2.20 m e le quote poste a 0.00 m, 0.80 m e 2.40 m dalla base.

Le geogriglie sono state strumentate con *strain gauges* a compensazione di temperatura con lunghezza nominale di 5mm, deformazione limite del 10% e accuratezza 0.5 %. In ciascun rinforzo sono stati installati 10 *strain gauges* con spaziatura di 0.20 m. Per ambedue le geogriglie sono state condotte prove di trazione in laboratorio su campioni strumentati con *strain gauges* al fine di definire la corrispondenza tra forze e deformazioni in isolamento.

I dati del monitoraggio hanno consentito di acquisire, per entrambe le sezioni di rilevato, la distribuzione delle deformazioni lungo i rinforzi, in relazione al livello di carico ed al tempo.

### 3. Modello numerico F.E.M.

Sono stati predisposti due modelli numerici FEM di diversa complessità, il primo, più dettagliato, per l'analisi statica ed il secondo, più semplificato, per l'analisi dinamica.

Entrambi i modelli sono bidimensionali, in stato piano di deformazione, costituiti da elementi piani a 4 nodi per il terreno, elementi truss monoassiali a 2 nodi per i rinforzi ed elementi di contatto punto a punto per l'interfaccia rinforzo-terreno. Tali elementi permettono di tenere conto della non linearità del terreno e dei rinforzi, nonché di prevedere la possibilità di sfilamento dei rinforzi lungo l'interfaccia. Con questi presupposti diviene possibile lo studio dei principali meccanismi di rottura delle opere in terra rinforzata, rappresentati da eccessivi spostamenti della facciata, rottura per trazione o sfilamento dei rinforzi.

Il primo modello (Fig. 2), costituito da circa 1500 elementi, è servito alla calibrazione dei parametri geotecnici, attraverso *back-analysis* dei dati di monitoraggio rilevati sull'opera in vera grandezza. Esso riproduce in dettaglio le due sezioni rinforzate con le due diverse tipologie di geogriglia, definendone i contorni, la fondazione ed il sovraccarico, quest'ultimo applicato in tre strati. La struttura è vincolata alla base lungo le direzioni orizzontale X e verticale Y, mentre ai lati solo lungo la direzione X e consentiti gli spostamenti lungo Y.

Il secondo modello (Fig. 3), costituito da circa 900 elementi, è una versione semplificata del primo ed è stato usato solo per le analisi dinamiche. Vista la prossimità alle condizioni di rottura della sezione di rilevato rinforzato con geogriglie in polipropilene, è stato possibile condurre le analisi dinamiche solo per sezione rinforzata con rinforzi in polietilene.

lene. In questo caso il sovraccarico è stato schematizzato come una pressione equivalente distribuita uniformemente, poiché la modellazione della effettiva geometria del terrapieno avrebbe comportato difficoltà di convergenza del modello per l'assenza di rinforzi, di adeguata estensione, nella zona del sovraccarico. In aggiunta, vista la notevole rigidità del terreno di fondazione, e la scarsa influenza di quest'ultimo sullo stato di deformazione in campo statico, si è assimilato il sottofondo ad un semispazio infinitamente rigido. Con riferimento agli aspetti legati alla dissipazione dell'energia sismica, non si è ritenuto opportuno introdurre smorzatori sul contorno sinistro del modello poiché questi avrebbero richiesto la stima di un ulteriore parametro, la costante di smorzamento, di difficile valutazione perché legata anche alla geometria del modello. In definitiva le proprietà dissipative del mezzo sono state introdotte attraverso il rapporto di smorzamento viscoso del terreno, applicato a tutti gli elementi del modello, pari a  $\xi=10\%$ , valore accettabile per i terreni sciolti. Come evidenziato da altri autori [BATHURST *et al.*, 1999], non si rilevano apprezzabili differenze nei risultati tra l'impiego degli smorzatori al contorno e l'utilizzo del rapporto di smorzamento, nel caso in cui l'estensione del modello numerico sia superiore o uguale a 5 volte l'altezza del rilevato. Bisogna ancora sottolineare come una certa aliquota di smorzamento isteretico venga impegnata dal comportamento non-lineare del terreno sotto carichi variabili ciclicamente.

Durante la sollecitazione dinamica sono state osservate rilevanti spinte in prossimità della facciata; al fine di garantire il contenimento del terreno e la convergenza delle analisi, si è considerata la presenza di un sottile strato perfettamente elastico sulla facciata. Questa strategia, già seguita da altri autori [CIVIDINI *et al.*, 1995], consente anche di simulare l'effetto di contenimento dovuto ai risvolti, a patto di selezionare opportunamente la rigidità longitudinale dello strato elastico in modo da renderla equivalente a quella del rinforzo stesso.

L'analisi viene condotta, al primo passo, applicando l'accelerazione di gravità e ricavando di fatto la soluzione statica. Nei passi successivi si attivano gli effetti inerziali e si applicano le accelerazioni orizzontali a tutte le masse in modo da ottenere la risposta dinamica dalla struttura.

Le sollecitazioni dinamiche utilizzate sono di due tipi: la prima sinusoidale, di ampiezza e frequenza variabili, la seconda di tipo sismico. Le sollecitazioni sinusoidali consentono lo studio della risposta in frequenza del modello, introducendo nel contempo tutte le fonti di non linearità. Seguendo questa via risulta possibile ricostruire lo spettro di risposta di alcuni elementi della struttura attraverso integrazione diretta nel tempo, senza fare ricorso a tecniche di calcolo che utilizzino la sovrapposizione modale degli effetti, non appropriata ai sistemi fortemente non lineari. La seconda tipologia di sollecitazione è quella del sisma registrato ad El Centro, componente Nord-Sud, durante il terremoto

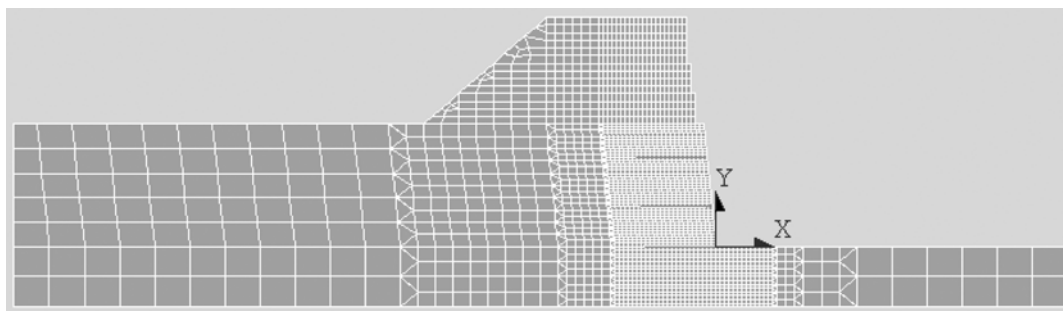


Fig. 2 – Mesh utilizzata per le analisi numeriche FEM in campo statico.

Fig. 2 – Mesh employed in the static FEM analyses.

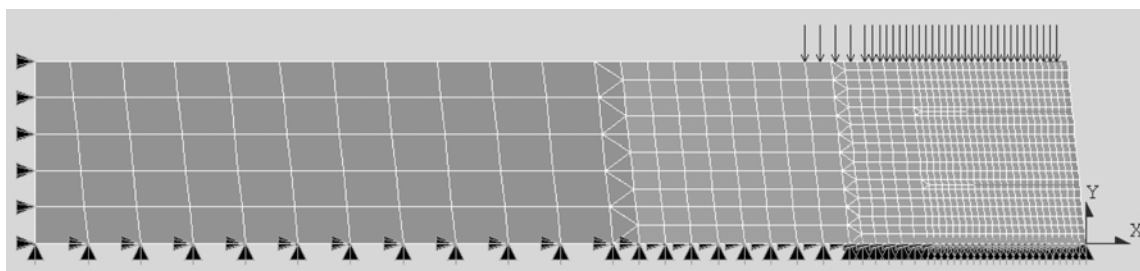


Fig. 3 – Mesh utilizzata per le analisi numeriche FEM in campo dinamico.

Fig. 3 – Mesh employed in the dynamic FEM analyses.

dell'Imperial Valley, California, del 18 maggio 1940. L'impiego dell'accelerogramma di El Centro ha consentito di analizzare la risposta della struttura sottoposta ad un evento sismico reale, caratterizzato da un'accelerazione di picco di 0.32g e durata di circa 30 s.

#### 4. Parametri del modello

Sia nelle analisi statiche che dinamiche, il terreno viene schematizzato con legge elasto-plastica perfetta, secondo il criterio di rottura di Drucker-Prager [DRUCKER *et al.*, 1952] e flusso associato.

Con riferimento alla prima ipotesi, il criterio di rottura di Drucker-Prager circonda il criterio di Mohr-Coulomb ed è legato a quest'ultimo dalle espressioni:

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi'}{\sqrt{3} (3 - \sin \varphi')} \quad k = \frac{6 c' \cdot \cos \varphi'}{\sqrt{3} (3 - \sin \varphi')}$$

essendo  $\alpha$  e  $k$  i parametri di Drucker-Prager e  $c'$  e  $\varphi'$  i parametri di Mohr-Coulomb. Il criterio di Drucker-Prager è molto utilizzato in queste simulazioni poiché non possiede punti singolari e facilita i processi di convergenza. Tuttavia questo modello tende a sovrastimare la resistenza al taglio, soprattutto in condizioni diverse da quella assiale-simmetrica, di compressione per carico. Nella forma proposta esso non prevede limitazioni sulla resistenza a trazione né processi di incrudimento: tali limitazioni non sono state ritenute vincolanti per la natura granulare del terreno in esame, caratterizzato da trascurabile coesione.

Con riferimento al criterio di flusso si è optato per la soluzione con flusso associato al fine di rendere le analisi più stabili e più rapide nella convergenza. Tale ipotesi tende a sovrastimare la dilatanza del terreno, con il conseguente aumento di resistenza soprattutto per problemi molto confinati nei quali la dilatazione è impedita.

Per valutare l'incidenza sui risultati delle ipotesi adottate per il terreno, sono state condotte analisi preliminari in campo statico con legge di flusso associata e non associata: i risultati di queste indagini preliminari hanno mostrato come i dati del monitoraggio possono essere meglio riprodotti da un modello con flusso non associato caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio di picco di 40°, dilatanza 4° e coesione  $c' = 12$  kPa (Tab. I) o da un modello in flusso associato caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio di picco di 34° e coesione  $c' = 5$  kPa (Tab. III). Non è stata tuttavia investigata l'influenza del percorso tensionale sui parametri di resistenza di calcolo, nel passaggio dalle condizioni di laboratorio, in simmetria assiale, allo stato piano di deformazione del modello numerico.

Tab. III – Parametri geotecnici del terreno utilizzati nel modello numerico in campo statico con flusso associato.  
*Tab. III – Selected soil parameters for static numerical model with associated flow.*

Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	17.8
Modulo di Young (kPa)	5,000
Rapporto di Poisson	0.3
Coesione (kPa)	5
Angolo di attrito (°)	34

Tab. IV – Parametri geotecnici utilizzati nel modello numerico in campo dinamico con flusso associato.  
*Tab. IV – Selected soil parameters for dynamic numerical model with associated flow.*

Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	17.8
Modulo di Young (kPa)	7,500
Rapporto di Poisson	0.3
Rapporto di smorzamento (%)	10
Coesione (kPa)	5
Angolo di attrito (°)	34

Sempre nell'ambito delle analisi preventive finalizzate alla calibrazione dei parametri, è sembrato necessario apportare una riduzione al modulo elastico del terreno per tenere conto della diversa velocità di sollecitazione in sito rispetto alle condizioni di prova in cella triassiale. In particolare i tempi di sollecitazione impiegati nelle prove di laboratorio possono essere considerati rapidi, se confrontati con quelli relativi alla costruzione del rilevato. Per tali ragioni, nel caso delle simulazioni in campo statico, il modulo di elasticità del terreno, ottenuto da prove triassiali, è stato ridotto di 1/3 (Tab. III), mentre nel caso delle simulazioni in campo dinamico esso è stato assunto coincidente con quello stimato dalle prove di laboratorio (Tab. IV). Tuttavia, la maggiore rigidità dinamica del terreno, legata alla rapida variazione delle sollecitazioni, è complessivamente tenuta in conto dalla presenza dello smorzamento viscoso.

Con riferimento al terreno di fondazione si è osservato come il piano di posa del rilevato, costituito dallo stesso tout-venant di Cereda, presenti un grado di costipamento prossimo a quello della prova Proctor Modificata; tale diversità è imputabile alle attività estrattive connesse all'esercizio della cava e quindi al notevole passaggio di mezzi cingolati ed allo stoccaggio di materiali di riporto in tempi diversi. Per tali ragioni nel modello numerico in campo statico sono stati introdotti i parametri di resistenza ottenuti dalle prove triassiali su campioni

Tab. V – Parametri geotecnici del tout-venant di Cereda costituente la fondazione, desunti da prove triassiali su campioni costipati di grande diametro.

Tab. V – Geotechnical parameters of the Cereda tout-venant forming the foundation, from triaxial tests on large diameter compacted samples.

Densità (% Proctor Modificata)	100
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	22.0
Modulo di Young E' <sub>50%</sub> (kPa)	50,000
Rapporto di Poisson	0.3
Coefficiente di spinta a riposo	0.4
Coesione (kPa)	35
Angolo di attrito di picco (°)	55

costipati alla densità Proctor Modificata. Su tali parametri, sintetizzati in tabella V, non sono state apportate riduzioni né sui moduli né sull'angolo di resistenza al taglio, e si è osservato come, sotto queste condizioni, le deformazioni della struttura si localizzano nell'ambito del solo nucleo rinforzato con geosintetico. In aggiunta, nel caso delle simulazioni dinamiche il terreno di fondazione non è stato discretizzato e sostituito da vincoli cerniera.

Le prove triassiali Tx-CK<sub>0</sub>-D, eseguite in laboratorio su campioni di grande diametro, hanno fornito un coefficiente di spinta a riposo K<sub>0</sub>=0.4. In accordo con la teoria dell'elasticità, tale parametro è stato utilizzato per definire il rapporto di Poisson  $\nu \cong 0.3$  impiegato nelle analisi numeriche:

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

Con riferimento ai rinforzi, sono stati utilizzati elementi truss non lineari monoassiali a 2 nodi, resistenti solo a sforzo assiale, vincolati al terreno con elementi di contatto bidimensionali, punto a punto, di spessore finito. Data la particolare condizione di carico questi elementi non subiscono compressione, né in regime di sollecitazioni statiche né dinamiche. La non linearità prevede una legge sforzi-deformazioni con incrudimento isotropico e criterio di snervamento di Von Mises. Le curve monotoniche di calcolo, ottenute da prove di trazione non confinata su banda di geogriglia, alla velocità standard di 10 mm/minuto, sono riportate in figura 4. Queste sono state adeguatamente scalate a seconda della condizione di sollecitazione: nel caso di sollecitazione dinamica non si prevede alcuna riduzione della rigidità; viceversa, nel caso di sollecitazione statica, visti anche i lunghi tempi di monitoraggio delle deformazioni, si è operata una riduzione di 1/3 per tenere conto delle deformazioni viscosi del polimero

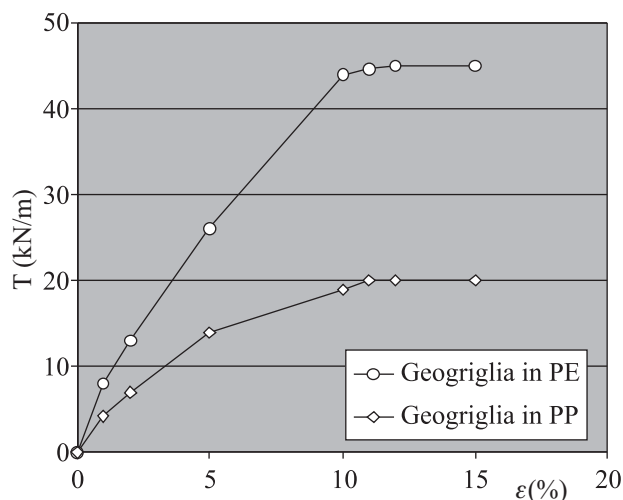


Fig. 4 – Curve trazioni-deformazioni utilizzate nelle analisi numeriche per le geogriglie in polietilene e polipropilene.

Fig. 4 – Tensile load versus strain relationships employed in FEM analyses for polyethylene and polypropylene geogrids.

e rendere quindi confrontabili i dati del monitoraggio con quelli derivanti dal calcolo.

L'elemento di interfaccia consente di rappresentare due superfici ideali, interposte tra due nodi, che possono mantenere o rompere il contatto fisico e scorrere relativamente, l'una sull'altra. Prima dello scorrimento l'elemento di contatto è dotato di elasticità lineare e la forza normale N viene assunta proporzionale alla rigidità dell'interfaccia; la forza tangenziale T rispetta il criterio  $T \leq \mu N$ , essendo  $\mu$  la tangente dell'angolo di interfaccia. Le rigidità normale (K<sub>N</sub>) e tangenziale (K<sub>S</sub>) dell'elemento di interfaccia costituiscono due parametri di difficile valutazione, soprattutto nel caso in oggetto dove i due corpi a contatto sono costituiti da un mezzo discontinuo, la geogriglia, e da un mezzo granulare, il terreno. In assenza di specifiche indagini, si è stimata la rigidità K<sub>N</sub> estendendo quella del terreno, scalata all'85% della densità Proctor Standard (E' = 7,500 kPa), alla zona di influenza del singolo elemento di contatto ( $\delta = 0.125$  m), secondo l'espressione  $K_N = E' \infty \delta \infty \delta$ , con  $\delta$  fattore di carico variabile tra 0.1 e 100. Al fine di evitare problemi di convergenza dei risultati, la rigidità K<sub>S</sub> è stata assunta coincidente con quella normale. Le superfici degli elementi di contatto possono manifestare solo attrito: al fine di tenere conto di una certa coesione intercetta, evidenziata dagli involucri di rottura nelle prove di sfilamento, si è applicato un precarico di compressione in grado di fornire una resistenza al taglio pari alla coesione intercetta. I parametri di interfaccia assunti nelle analisi sono riportati in tabella VI.

Tab. VI – Parametri relativi agli elementi di contatto dei modelli numerici.

Tab. VI – Selected parameters for the contact elements of the numerical models.

geogriglia	PE	PP
Rigidezza normale (kN/m)	60,000	60,000
Rigidezza tangenziale (kN/m)	60,000	60,000
Attrito di interfaccia (°)	34	30
Prekarico (kN/m)	1.56	3.40

## 5. Analisi dei risultati in campo statico

Nel seguito si riportano i risultati delle simulazioni numeriche del rilevato in vera grandezza col sovraccarico omogeneo su ambedue le sezioni, costituito da una berma di terreno dello spessore di 3.50 m (62 kPa).

Nelle figure 5 e 6 si riportano i contour degli spostamenti orizzontali (con fattore di amplificazione  $\infty 10$ ) per ambedue le sezioni di rilevato rinforzate con geogriglie in PP e in PE, mentre nelle figure 7 e 8 si riportano i contour delle deformazioni orizzontali totali (con fattore di amplificazione  $\infty 1$ ). Dal confronto delle figure 5 e 6 è possibile notare il

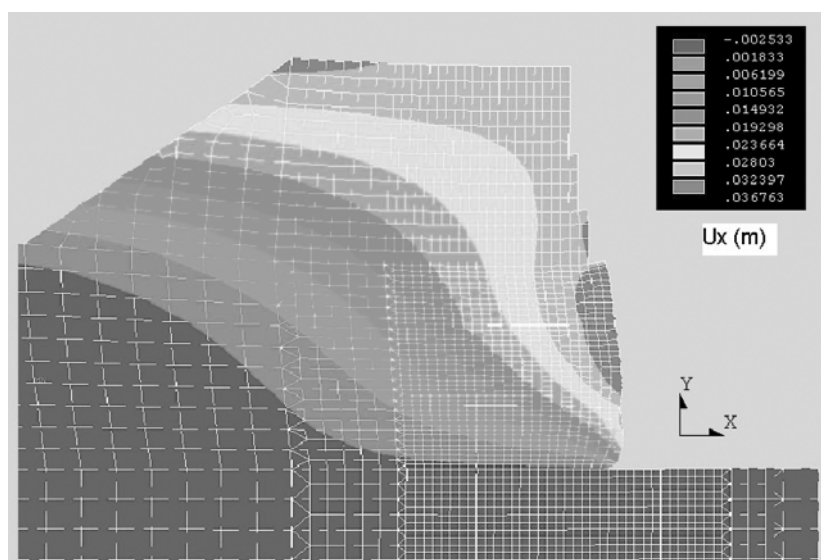


Fig. 5 – Analisi statica: contour degli spostamenti orizzontali ( $\times 10$ ) nella sezione rinforzata con geogriglie in PE.

Fig. 5 – Static analysis: contour of the horizontal displacements ( $\times 10$ ) for the embankment section reinforced with PE geogrids.

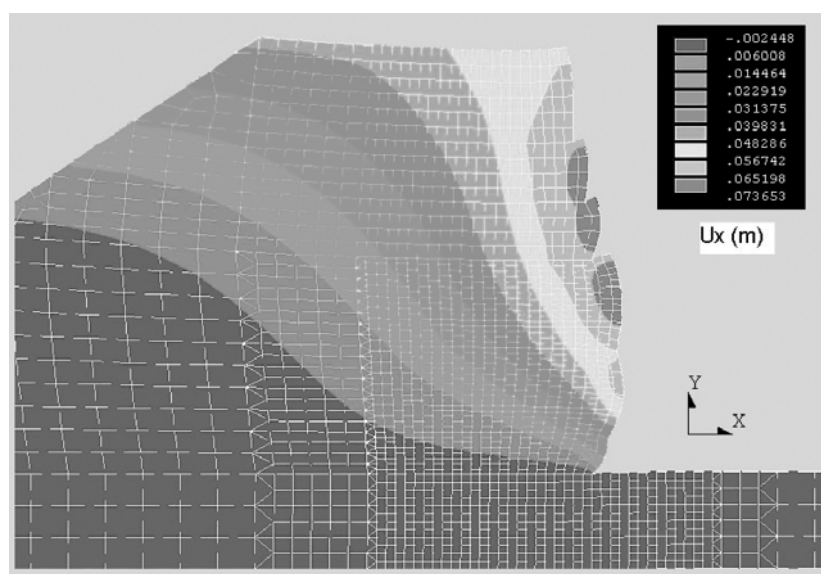


Fig. 6 – Analisi statica: contour degli spostamenti orizzontali ( $\times 10$ ) nella sezione rinforzata con geogriglie in PP.

Fig. 6 – Static analysis: contour of the horizontal displacements ( $\times 10$ ) for the embankment section reinforced with PP geogrids.



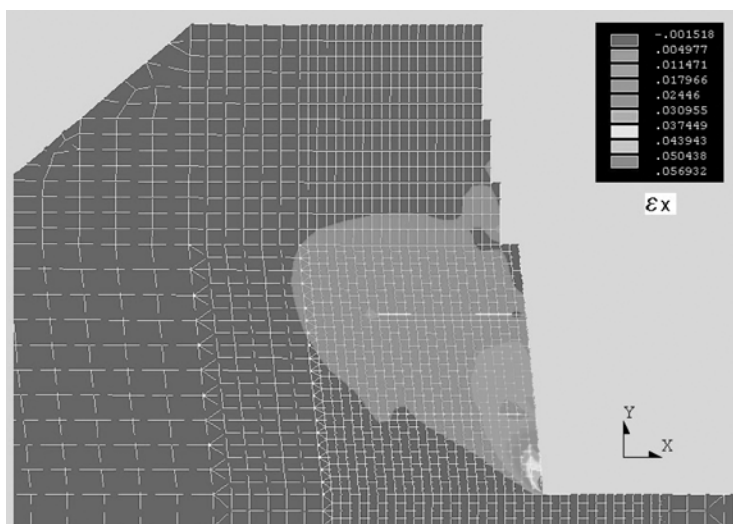


Fig. 7 – Analisi statica: contour delle deformazioni orizzontali totali ( $\times 1$ ) nella sezione rinforzata con geogriglie in PE.  
 Fig. 7 – Static analysis: contour of total horizontal strain ( $\times 1$ ) for the embankment section reinforced with PE geogrids.

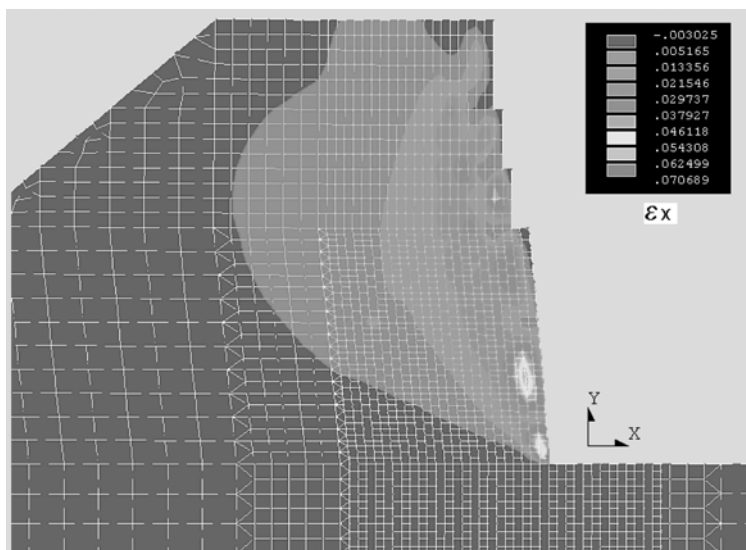


Fig. 8 – Analisi statica: contour delle deformazioni orizzontali totali ( $\times 1$ ) nella sezione rinforzata con geogriglie in PP.  
 Fig. 8 – Static analysis: contour of total horizontal strain ( $\times 1$ ) for the embankment section reinforced with PP geogrids.

diverso ruolo che assume la rigidità del rinforzo per le due sezioni di rilevato. Nel caso della sezione di rilevato rinforzato con la geogriglia in PP, più deformabile, gli spostamenti sono più elevati e si ripercuotono in maniera più evidente anche nella zona del sovraccarico. Analoghe considerazioni possono essere dedotte dal confronto delle figure 7 e 8.

Nelle figure 9 e 10 si riporta il confronto tra le deformazioni immediate calcolate e quelle misurate nei tre rinforzi per le due sezioni di rilevato. A tal fine, i valori delle deformazioni misurate in sito sono stati opportunamente depurati dell'aliquota di deformazione viscosa accumulata durante i periodi di stazionamento del carico. Dal confronto si nota un generale buon accordo per ambedue le sezioni; qualche lieve divergenza si nota sulle distanze dalla fac-

ciata alle quali si collocano i massimi delle deformazioni: tali divergenze sono più pronunciate per il rinforzo intermedio della sezione rinforzata con geogriglie in PE (Fig. 9) e per il rinforzo superiore della sezione rinforzata con geogriglie in PP (Fig. 10).

È possibile osservare come la sezione rinforzata con geogriglia in PE raggiunga la massima deformazione immediata nei rinforzi superiore ed intermedio, con valori dell'ordine dell' $1\% \geq 2\%$ , mentre in quella rinforzata con geogriglie in PP la massima deformazione immediata, localizzata nei rinforzi superiore ed intermedio, raggiunge valori dell'ordine del  $2\% \div 3\%$ .

In sede di pre-dimensionamento, operato con i metodi dell'equilibrio limite globale, la sezione rinforzata con geogriglie in PP presentava condizioni di

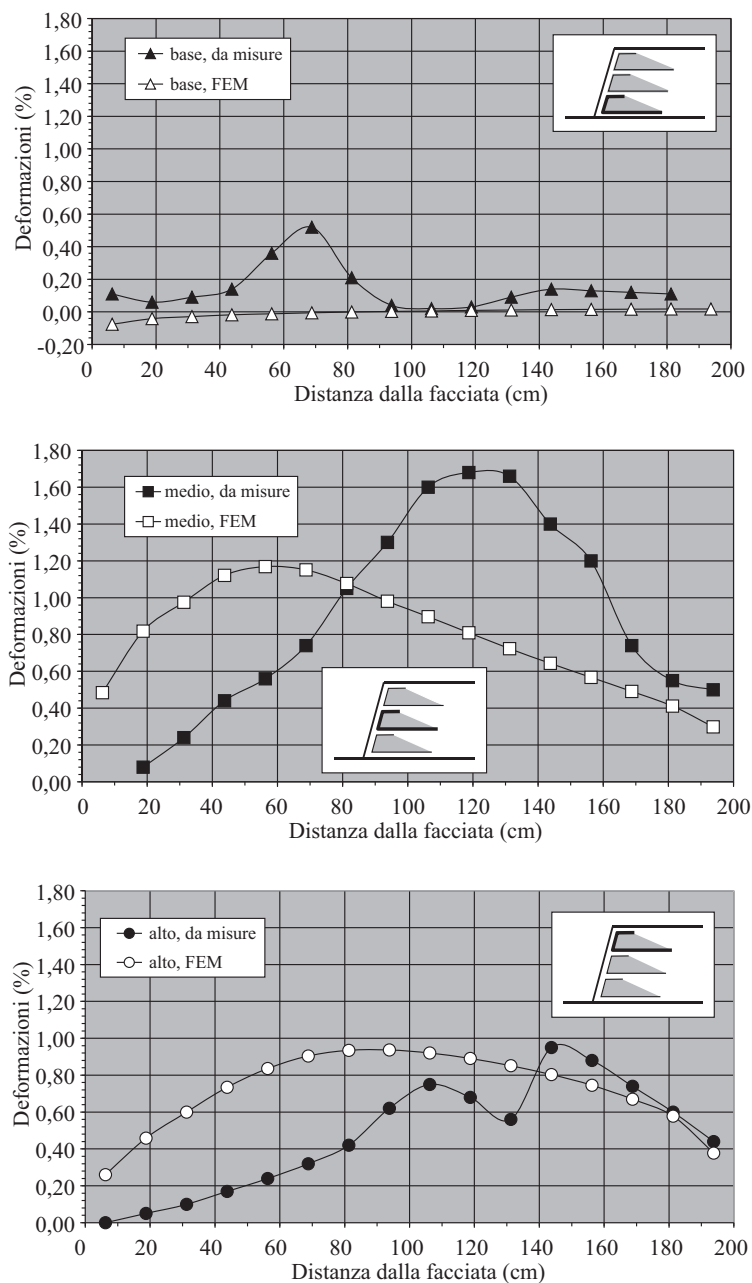


Fig. 9 – Analisi statica, confronto tra le deformazioni immediate misurate e calcolate per i tre rinforzi, alto, medio e basso nella sezione rinforzata con geogriglie in PE.

Fig. 9 – Static analysis: comparison between computed and measure horizontal immediate strains for the embankment section reinforced with PE geogrids.

rottura a trazione del rinforzo intermedio sotto un sovraccarico di 62 kPa ed una lunghezza dei rinforzi pari a 1.26 m; in tal caso, le deformazioni del rinforzo intermedio dovevano risultare compatibili con quelle di rottura, dell'ordine dell'11%: ne consegue che in questo caso la previsione fatta con il metodo dell'equilibrio limite globale si è rivelata inadeguata.

La sezione rinforzata con le geogriglie in PE presentava condizioni di equilibrio limite con un meccanismo di rottura per sfilamento del rinforzo intermedio sotto un sovraccarico di 180 kPa e una lunghezza dei rinforzi pari a 1.5 m. Per questa se-

zione è stato possibile spingere l'analisi fino a valori del sovraccarico pari a 165 kPa. In figura 11 si riporta il contour delle deformazioni immediate orizzontali relative all'ultima soluzione convergente fornita dal codice di calcolo (con fattore di amplificazione  $\infty 1$ ): è possibile notare come la massima deformazione, dell'ordine dell'8%, sia prossima a quella di rottura, dell'ordine del 12%. Tale deformazione si localizza maggiormente nel rinforzo superiore, mentre la previsione fatta con il metodo dell'equilibrio limite, nelle stesse condizioni, indicava la rottura del rinforzo intermedio.

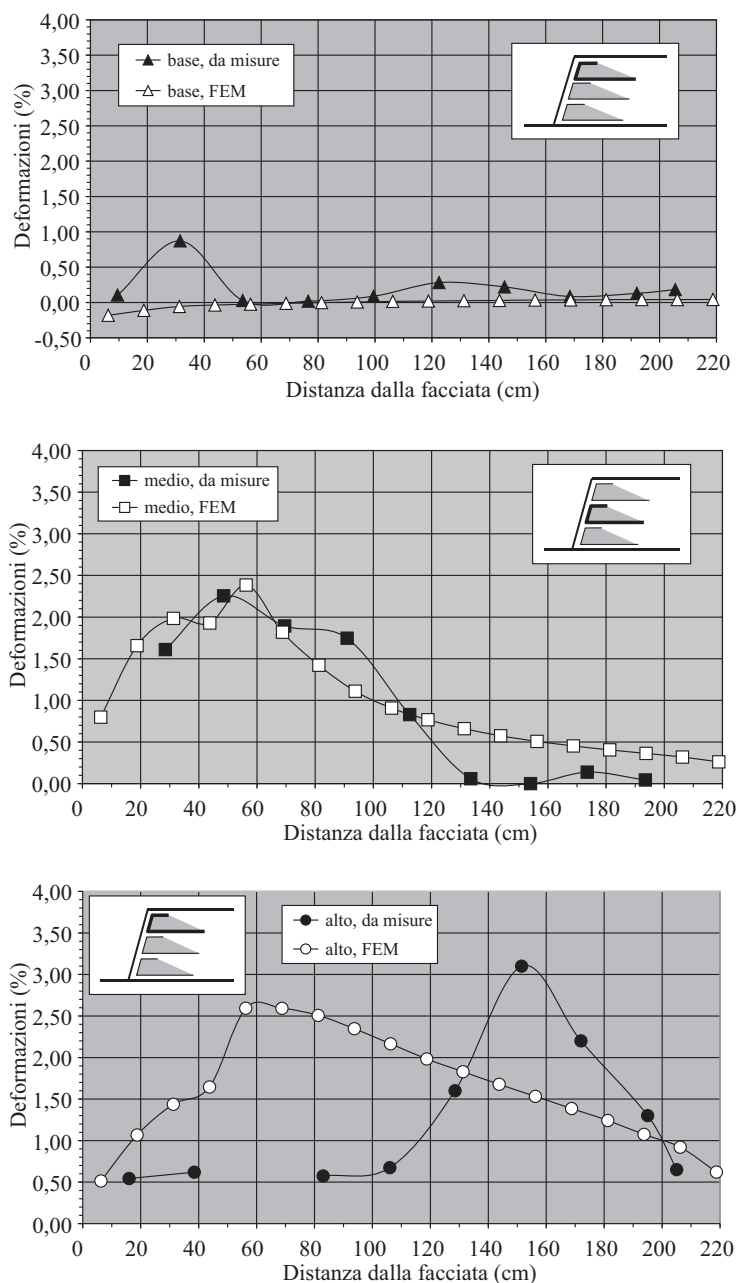


Fig. 10 – Analisi statica, confronto tra le deformazioni immediate misurate e calcolate per i tre rinforzi, alto, medio e basso nella sezione rinforzata con geogriglie in PP.

Fig. 10 – Static analysis: comparison between computed and measure horizontal immediate strains for the embankment section reinforced with PP geogrids.

## 6. Analisi dei risultati in campo dinamico

Il confronto tra i risultati delle analisi statiche con i dati del monitoraggio, ha consentito di calibrare i parametri geotecnici necessari a descrivere i processi di interazione della struttura in condizioni di esercizio e prossime alla rottura. Il passo successivo è stato quello di effettuare delle previsioni sul comportamento dinamico del terrapieno. La validità di questo modo di procedere, ancorché basato solo su previsioni numeriche, ha una sua specifica convenienza dovuta all'elevato costo delle sper-

imentazioni dinamiche su modelli fisici in vera grandezza.

L'analisi è relativa solo alla sezione di rilevato rinforzata con geogriglia in polietilene; in effetti solo per questa sezione, provvista di un adeguato coefficiente di sicurezza in campo statico, sia nei confronti dello sfilamento dei rinforzi che della rottura a trazione, è stato possibile spingere le analisi dinamiche per un numero significativo di cicli.

La struttura è stata sollecitata con forzanti di tipo sinusoidale con frequenze pari a 0,5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 4 Hz ed 8 Hz, che sono tipiche dello spettro

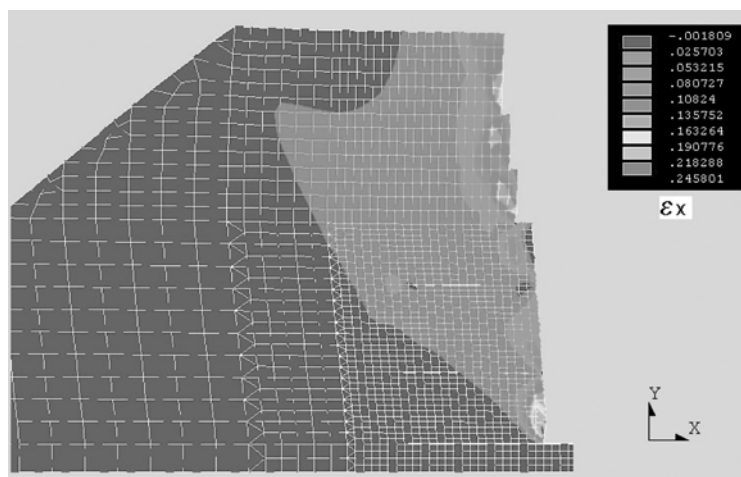


Fig. 11 – Analisi statica: contour delle deformazioni orizzontali totali ( $\times 1$ ) nella sezione rinforzata con geogriglie in PE, sovraccaricata in prossimità del collasso.

Fig. 11 – Static analysis: contour of total horizontal strain ( $\times 1$ ) for the embankment section reinforced with PE geogrids, surcharged up to failure.

di frequenza di sismi distruttivi; per ogni frequenza l'ampiezza dell'accelerazione orizzontale è stata assunta pari a 0.2g e 0.4g, e il numero di cicli pari a 30. Questo tipo di analisi ha consentito di esaminare la risposta in frequenza della struttura partendo da una analisi temporale; gli spettri di risposta così determinati sono di tipo non-lineare.

Lo studio è stato completato dall'analisi della risposta dinamica sotto il terremoto di El Centro (Fig. 12), caratterizzato da una accelerazione massima di 0.32g; tale sisma è stato applicato limitatamente ai primi 10 secondi, più significativi per la struttura in esame.

La procedura risolutiva è consistita nell'applicazione delle *time-histories* delle accelerazioni orizzontali al sistema di masse; la risposta della struttura è

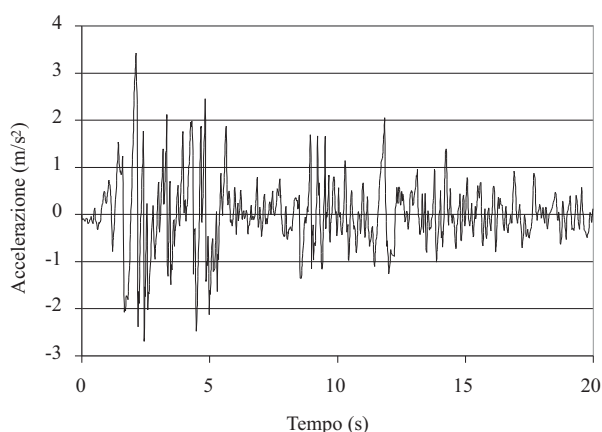


Fig. 12 – Componente Nord-Sud del sisma registrato ad El Centro durante il terremoto dell'Imperial Valley, California, del 18 maggio 1940.

Fig. 12 – North-south component of the ground motion recorded at El Centro, during the Imperial Valley, California earthquake of May 18, 1940.

valutata in termini di spostamenti relativi rispetto alla base del modello supposto fisso. Tale procedura, basata sui carichi sismici effettivi, è equivalente all'applicazione diretta del moto alla base del modello e trova la propria convenienza quando le azioni sismiche vengono espresse in termini di accelerazioni piuttosto che di spostamenti o di velocità.

In linea generale la convergenza delle analisi è garantita dalla non eccessiva plasticizzazione del modello, sia negli elementi di terreno che in quelli dei rinforzi. Tuttavia, anche nel rispetto di una contenuta plasticizzazione del modello, per queste strutture possono svilupparsi spostamenti rilevanti; in tale ambito è stato ritenuto opportuno assumere quale condizione di rottura quella derivante da una non convergenza del modello numerico per elevata plasticizzazione o quella relativa ad uno spostamento massimo della facciata pari al 2% dell'altezza, ossia 8 cm di spostamento [CAI *et al.*, 1995; BELAL *et al.*, 2000].

Per ogni singola analisi sono stati esaminati gli spostamenti orizzontali ( $u_x$ ), le deformazioni totali orizzontali ( $\epsilon_x$ ) e le trazioni nei rinforzi. Sono stati quindi selezionati sei nodi significativi su cui monitorare spostamenti, trazioni ed attrito mobilizzato all'interfaccia (Fig. 13). I due nodi caratterizzati da maggiore spostamento alla fine dei cicli di carico sono ubicati sulla facciata, in posizione intermedia rispetto ai rinforzi e vengono indicati con le lettere A e B. I due nodi dei rinforzi intermedio e superiore, caratterizzati da maggiore trazione alla fine dei cicli di carico sono denominati con le lettere C ed D. Infine i nodi degli elementi di contatto caratterizzati da maggiore tensione tangenziale, alla fine dei cicli di carico, sono indicati con le lettere E ed F ed appartengono entrambi al rinforzo intermedio.

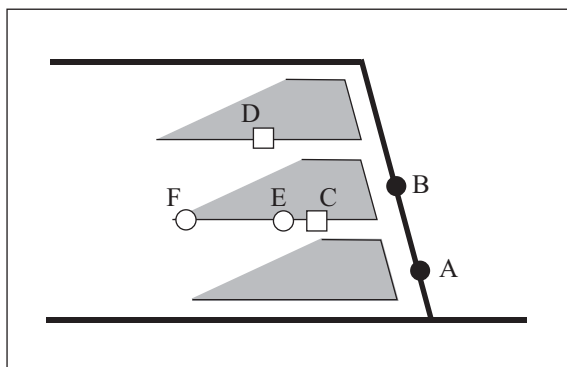


Fig. 13 – Ubicazione dei punti di calcolo della risposta dinamica della struttura: massimi spostamenti della facciata (A, B), massime trazioni nei rinforzi (C, D) e massime resistenze di interfaccia (E, F).

*Fig. 13 – Control points for dynamic response evaluation: maximum displacements of face (A, B), maximum tensile load in geogrids (C, D), maximum interface strength (E, F).*

A titolo di esempio si discutono i risultati delle analisi condotte con la sollecitazione sinusoidale di ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz. Per quest'analisi, si riportano i contour degli spostamenti orizzontali partendo dalla condizione statica fino ai passi temporali con 2, 4, 10, 12 e 20 cicli di carico (Fig. 14); analogamente nella figura 15 si riportano i contour delle deformazioni orizzontali totali partendo dalla condizione statica fino ai passi temporali con 4, 6 e 12 cicli di carico. Infine nella figura 16 si riportano i contour delle tensioni orizzontali nella condizione statica ed al passo temporale corrispondente a 30 cicli di carico.

In questa analisi il modello ha superato il limite di utilizzazione per eccesso di spostamento orizzontale della facciata dopo 12 cicli, anche se è stata raggiunta la convergenza del modello fino a 30 cicli di sollecitazione.

Nel caso degli spostamenti orizzontali di figura 14 è stato utilizzato un fattore di amplificazione  $\infty 10$ ; i nodi della facciata soggetti a maggiore spostamento sono, in quasi tutti gli istanti, quelli intermedi tra i rinforzi.

L'andamento della deformazione orizzontale totale di figura 15, viene proposto in deformata reale ( $\infty 1$ ), con un limite superiore della scala fisso al 18%; utilizzando 9 colori isospaziati, ciascun intervallo rappresenta il 2% di deformazione e i punti che superano il limite massimo appaiono grigi.

L'ultimo contour, in scala  $\infty 1$  (Fig. 16), dà una idea sull'evoluzione della spinta orizzontale sul paramento partendo dalle condizioni statiche fino ad arrivare ad una condizione dinamica stazionaria. Anche in questo caso sono stati utilizzati 9 colori isospaziati, nel campo di tensione di compressione compreso tra 0 kPa e -50 kPa; i punti che superano il limite massimo appaiono grigi. È possibile notare come l'assenza di un paramento rigido limiti la crescita delle

tensioni orizzontali alla sola zona posta al piede dell'opera, prossima ai vincoli rigidi, dove si origina un sensibile effetto arco. Da quest'ultima osservazione deriva un'importante indicazione progettuale, ossia che, nel caso di sollecitazioni sismiche, il rinforzo alla base deve assicurare un adeguato attrito di interfaccia, che fornisca una riserva di resistenza per la stabilità allo scorrimento orizzontale del rilevato.

Le figure da 17 a 20 si riferiscono all'evoluzione nel tempo degli spostamenti, delle trazioni e delle tensioni tangenziale nei rinforzi. Nella figura 17 si riportano gli spostamenti dei nodi A e B della facciata. È possibile osservare come l'accumulo di deformazioni plastiche si localizzi in corrispondenza del nodo A della facciata, dove si passa da uno spostamento di 2.5 cm in campo statico al valore limite di 8.0 cm, ed oltre. Viceversa il nodo B mostra una condizione pressoché stazionaria nel tempo, con uno spostamento che evolve dal valore di 3.5 cm in campo statico ad un valore medio di 5.5 cm, ed escursione elastica massima di 7.0 cm.

L'andamento nel tempo delle trazioni nei due rinforzi è descritto in figura 18 con riferimento ai nodi C e D, rispettivamente del rinforzo medio e superiore; in particolare si nota come le trazioni si stabilizzino sin dal secondo ciclo sui valori massimi e si mantengano pressoché stazionari durante i rimanenti cicli di carico.

La distribuzione della trazione in funzione della distanza dalla facciata, per entrambi i rinforzi superiore ed intermedio, è rappresentato nella figura 19; è possibile notare come l'incremento di trazione dinamica risulti pressoché indipendente dal tempo e come si stabilizzi sin dal secondo ciclo di sollecitazione. Nel rinforzo intermedio dopo 12 cicli, l'incremento massimo di trazione risulta del 65%, passando da 8.75 kN/m a 14.3 kN/m e si localizza tra 60 e 80 cm di distanza dalla facciata, laddove il valore massimo in campo statico si localizzava a 60 cm dalla facciata. Nel rinforzo superiore dopo 12 cicli, l'incremento massimo di trazione risulta del 37%, passando da 7.3 kN/m a circa 10.0 kN/m e si localizza tra 80 e 100 cm dalla facciata, mentre il valore massimo in campo statico si localizzava a 80 cm dalla facciata.

In figura 20 si riporta, per l'elemento di contatto del rinforzo intermedio (nodo F), più prossimo allo scorrimento, l'entità dell'attrito dinamico mobilitato all'interfaccia, secondo l'espressione  $K_{dyn} = \tau_{dyn} / \sigma_v$ . È possibile osservare come nessun elemento abbia subito scorrimento, a conferma di una elevata interazione con il terreno. Per queste prefissate frequenza ed accelerazione della sollecitazione dinamica, la lunghezza di ancoraggio preserva dal pericolo di sfilamento essendo il rapporto  $K_{dyn} / K_{slip} = 0.35 / 0.66 = 52\%$  (percentuale che indica la distanza dalla condizione di sfilamento), con  $K_{slip} = \tau_{lim} / \sigma_v$  resistenza limite di interfaccia. Il rapporto tra l'attrito dinamico mobilitato all'interfac-

cia rispetto al valore statico, è risultato  $K_{dyn}/K_{stat}=0.35/0.26=35\%$  (percentuale di superamento della sollecitazione in campo statico), con  $K_{stat}=\tau_{stat}/\sigma_v$  resistenza mobilizzata in campo statico prima dell'applicazione dei carichi dinamici.

Al fine di fornire un quadro complessivo della risposta in frequenza della struttura, l'insieme dei risultati delle analisi condotte con sollecitazioni sinusoidali è stata sintetizzata nelle curve di risposta delle figure da 21 a 23. Tali figure riportano, in funzione della frequenza e per le accelerazioni di 0.2g

e 0.4g, i seguenti parametri valutati nei punti di controllo indicati in figura 13:

- rapporto di amplificazione dello spostamento orizzontale rispetto al valore statico (Figg. 21a, b);
- rapporto di amplificazione della trazione nei rinforzi rispetto al valore statico (Figg. 22a, b);
- attrito d'interfaccia mobilizzato in condizioni dinamiche (Fig. 23a), e incremento percentuale rispetto al valore in campo statico (Fig. 23b), valutati, in questo caso, solo per l'accelerazione di 0.4g.

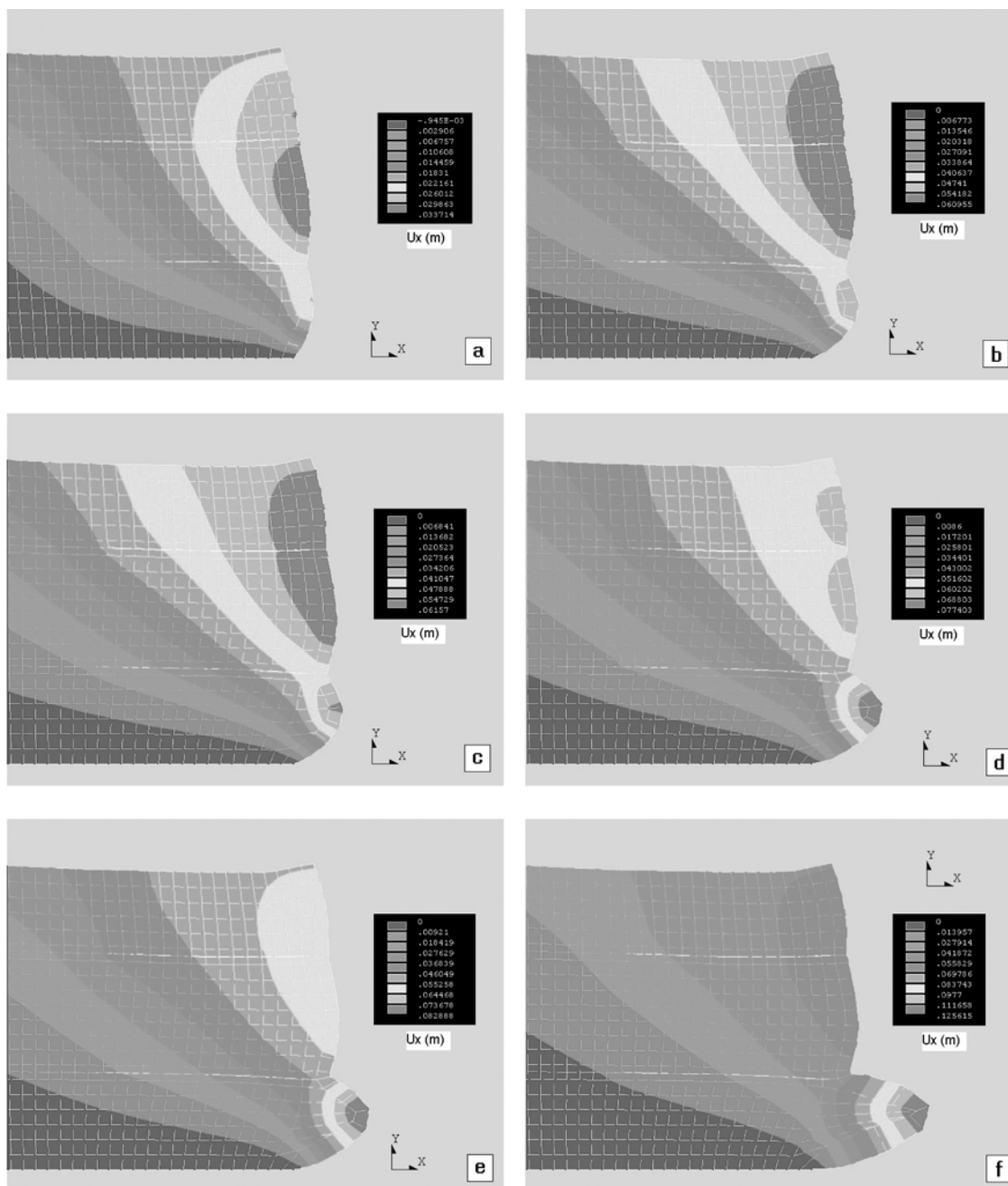


Fig. 14 – Contour degli spostamenti orizzontali ( $\times 10$ ) sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz: a) condizione statica, b) 2 cicli, c) 4 cicli, d) 10 cicli, e) 12 cicli, f) 20 cicli.

Fig. 14 – Contour of horizontal displacement ( $\times 10$ ) for sinusoidal loading with amplitude 0.4g and frequency 1 Hz: a) static, b) 2 cycles, c) 4 cycles, d) 10 cycles, e) 12 cycles, f) 20 cycles.

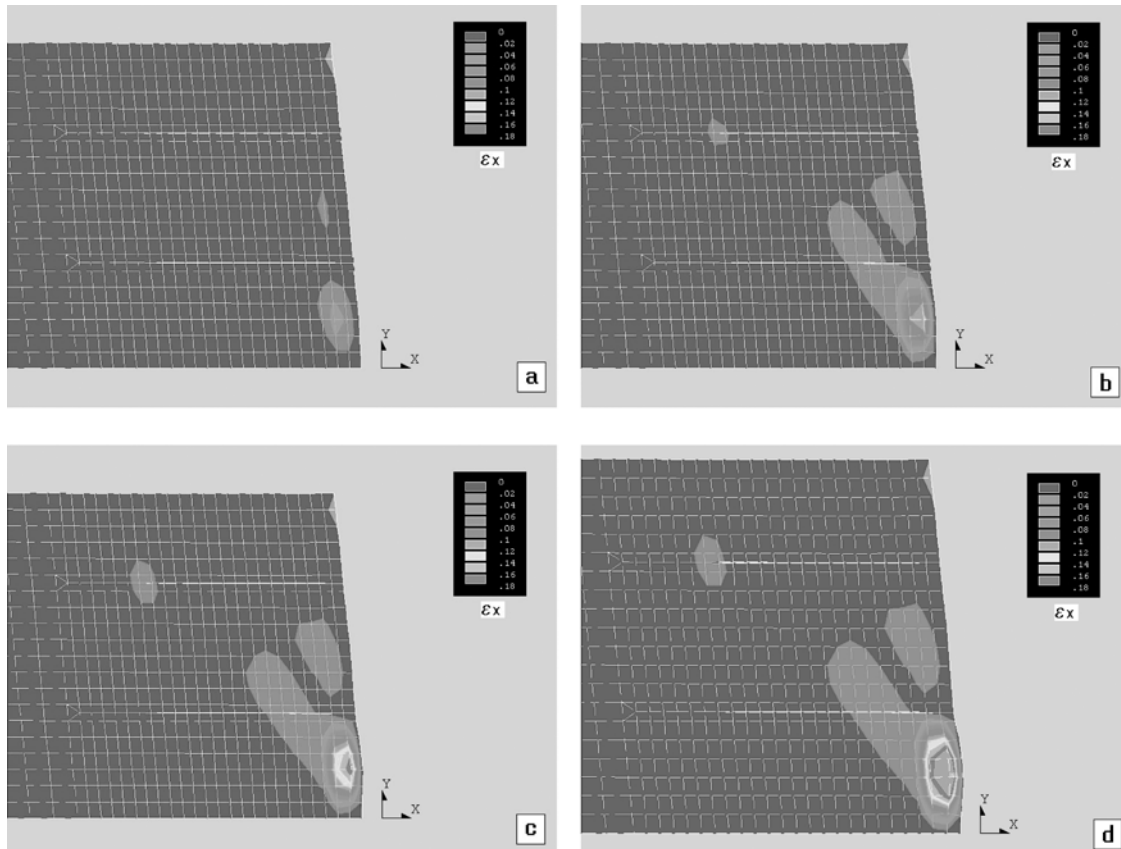


Fig. 15 – Contour delle deformazioni orizzontali totali ( $\times 1$ ) sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz: a) condizione statica, b) 4 cicli, c) 6 cicli, d) 12 cicli.

Fig. 15 – Contour of total horizontal strain ( $\times 1$ ) for sinusoidal loading with amplitude 0.4g and frequency 1 Hz: a) static, b) 4 cycles, c) 6 cycles, d) 12 cycles.

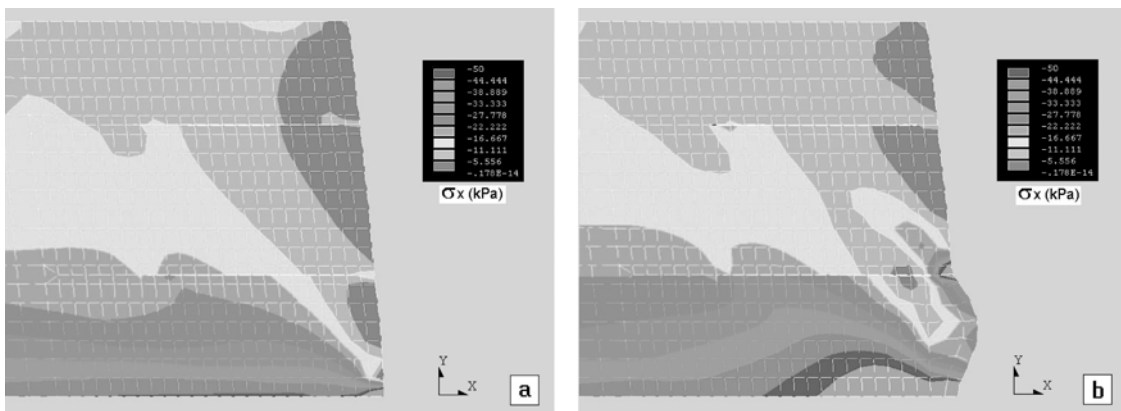


Fig. 16 – Contour delle tensioni orizzontali ( $\times 1$ ) sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz: a) condizione statica, b) 30 cicli.

Fig. 16 – Contour of horizontal stress ( $\times 1$ ) for sinusoidal loading with amplitude 0.4g and frequency 1 Hz: a) static, b) 30 cycles.

Dall'esame della figura 21 è possibile notare come le curve di risposta dello spostamento indichino una scuotibilità maggiore della struttura intorno a 2 Hz nel caso di accelerazione pari a 0.2g, ed intorno a 0.5 Hz nel caso di accelerazione di 0.4g. I fattori di amplificazione dello spostamento del terreno possono raggiungere valori prossimi a 7 nel nodo A, a

conferma del superamento del valore limite di utilizzazione, pari a  $U_{x,dyn}/U_{x,stat}=8/2.46=3.24$ .

Un'altra importante considerazione che si evince dal confronto tra la figura 21a, relativa alla sollecitazione sinusoidale di ampiezza 0.2g, e la figura 21b, relativa alla sollecitazione sinusoidale di ampiezza 0.4g, è quella che, a parità di frequenza,

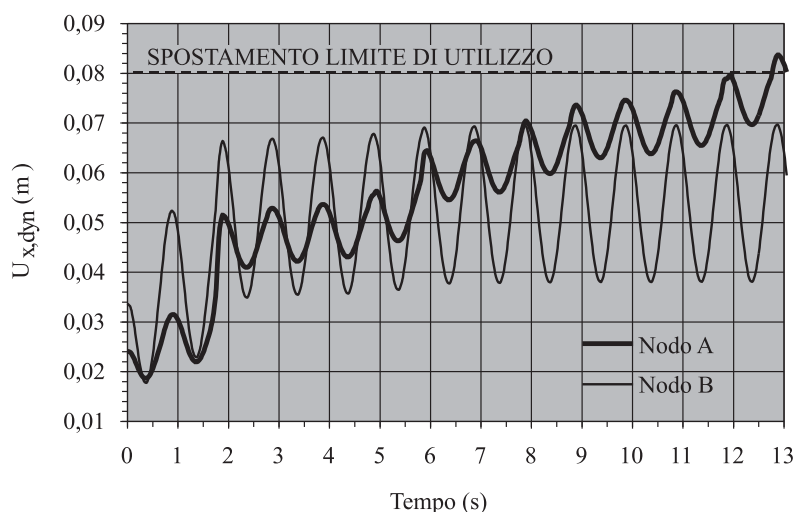


Fig. 17 – Andamento dello spostamento orizzontale nei nodi A e B del paramento sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz.

Fig. 17 – Horizontal displacements in nodes A and B of the face for sinusoidal loading with amplitude 0.4g and frequency 1 Hz.

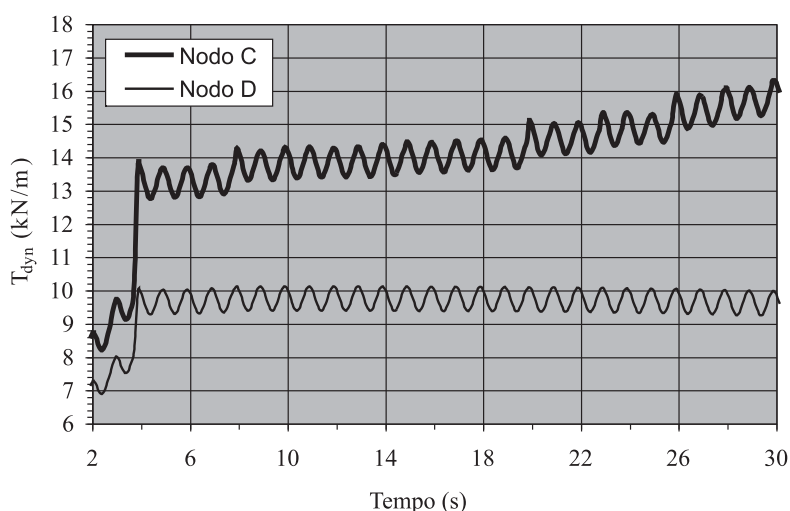


Fig. 18 – Andamento della trazione nei nodi C e D, rispettivamente del rinforzo medio e superiore, sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz.

Fig. 18 – Tensile load variation in nodes C and D of medium and upper reinforcements respectively, for sinusoidal loading with amplitude 0.4g and frequency 1 Hz.

passando dalle basse accelerazioni alle più alte gli spostamenti massimi si trasferiscono dal nodo B al nodo A, a causa dell'accumulo di deformazioni plastiche nella parte bassa del rilevato.

Per quanto riguarda il rapporto di trazione in condizioni dinamiche rispetto a quelle statiche (Fig. 22a, b), viene confermato un incremento della risposta sui 2 Hz per una accelerazione di 0.2g, ed intorno a 0.5 Hz per una accelerazione di 0.4g. Le trazioni maggiori si stabilizzano sul rinforzo intermedio (nodo C) con incrementi massimi che vanno dal 23% al 72%, in relazione al livello di accelerazione. La massima trazione assoluta sotto la sollecitazione sinusoidale con 0.4g è risultata pari a circa 15 kN/m, contro una resistenza disponibile a trazione di 45 kN/m.

Infine, la figura 23a riporta la resistenza al taglio mobilizzata in condizioni dinamiche in due nodi, E ed F, del rinforzo intermedio, per una accelerazione di 0.4g. Viene confermato un fenomeno di amplificazione in corrispondenza alla frequenza di 2 Hz, con valore massimo pari a 0.42. In questo caso la mobilitazione della resistenza di interfaccia, rispetto alla condizione di sfilamento fornisce, per il nodo F,  $K_{dyn}/K_{slip} = 0.42/0.66 = 64\%$ . La figura 23b riporta l'incremento di attrito mobilizzato rispetto al valore in campo statico: risulta pari al 60% per il nodo F, posto nella zona terminale, e pari all'80% per il nodo E, posto nella zona centrale del rinforzo.

Si riportano in ultimo i risultati relativi alle analisi condotte con la sollecitazione sismica del terre-



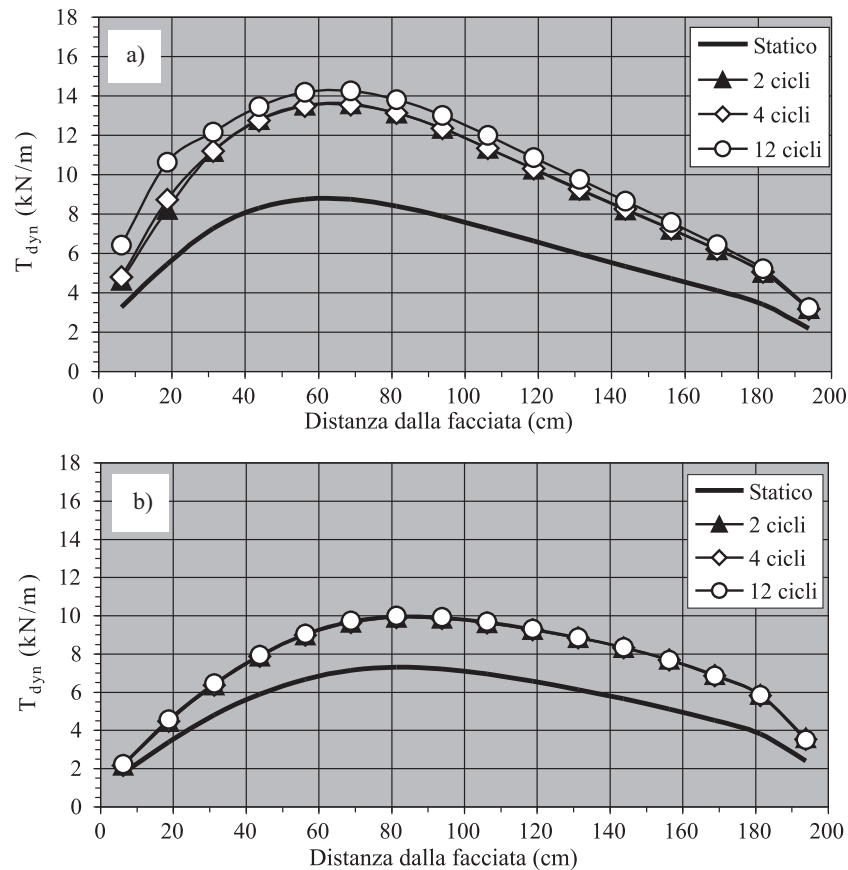


Fig. 19 – Distribuzione della trazione lungo i rinforzi sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz: a) rinforzo medio; b) rinforzo superiore.

Fig. 19 – Tensile load distribution in reinforcements for sinusoidal loading with amplitude 0.4g and frequency 1 Hz: a) medium reinforcement; b) upper reinforcement.

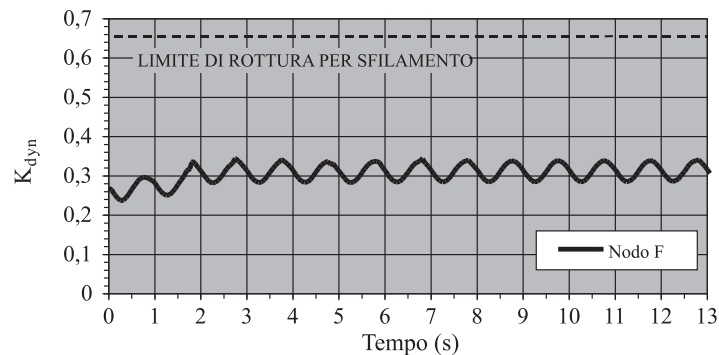


Fig. 20 – Andamento dell'attrito dinamico mobilizzato all'interfaccia nel nodo F del rinforzo intermedio sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz.

Fig. 20 – Interface friction variation in node F of medium reinforcement for sinusoidal loading with amplitude 0.4g and frequency 1 Hz.

moto di El Centro. L'analisi è stata condotta per un intervallo di tempo relativo ai primi 10 secondi e si sono analizzati gli spostamenti nel tempo della facciata in corrispondenza dei nodi A e B, delle trazioni dinamiche ai rinforzi intermedio e superiore, rispettivamente nei punti C e D, ed infine le resistenze mobilizzate all'interfaccia del rinforzo intermedio nei punti E ed F.

Nella figura 24, relativa agli spostamenti della facciata, è possibile notare come, diversamente

dalla sollecitazione sinusoidale, lo spostamento massimo si raggiunge nel nodo B, con valore pari a 4 cm e fattore di amplificazione  $U_{x,dyn}/U_{x,stat}$  pari a  $4.2/3.2=1.3$ . La deformazione dinamica della struttura appare stabile. Il confronto con gli spettri di risposta di figura 21, relativa a sollecitazioni sinusoidali di ampiezza 0.2g e 0.4g, indica come gli effetti del sisma di El Centro, con accelerazione massima di 0.35g, siano equivalenti a quelli di una sollecitazione ciclica con ampiezza 0.2g e frequenza 0.6 Hz.

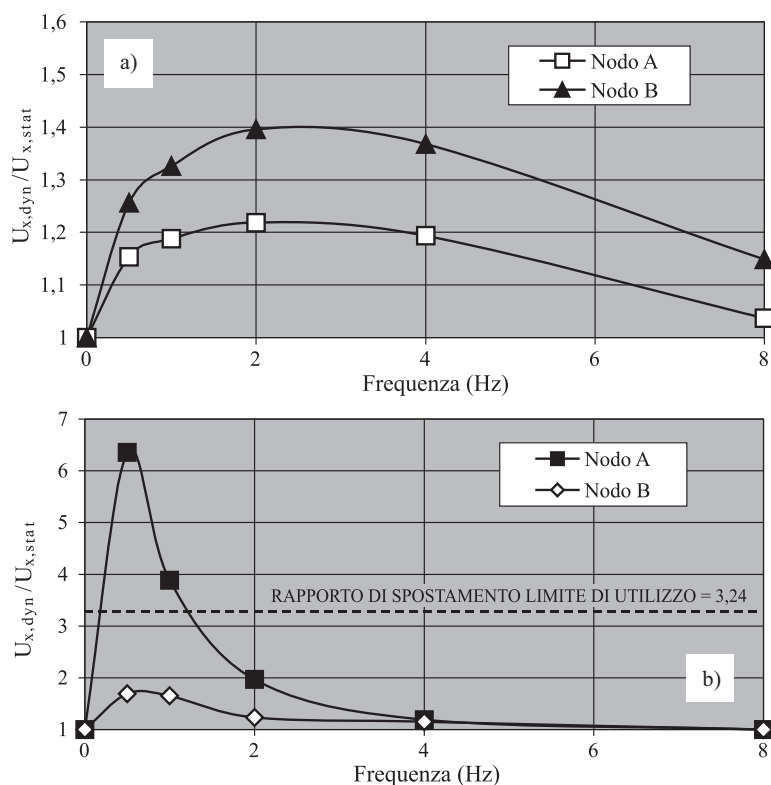


Fig. 21 – Rapporto di amplificazione dello spostamento orizzontale nei nodi A e B della facciata sotto sollecitazioni sinusoidali: a)  $A=0.2g$ , b)  $A=0.4g$ .

Fig. 21 – Amplification ratio of horizontal displacement in nodes A and B of the face for sinusoidal loading: a)  $A=0.2g$ , b)  $A=0.4g$ .

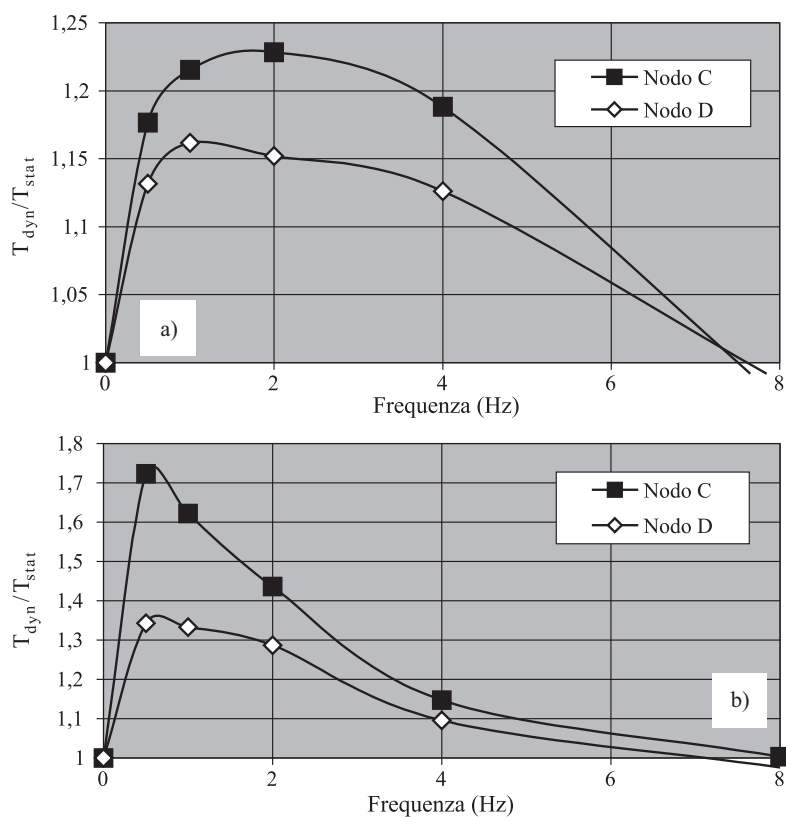


Fig. 22 – Rapporto di amplificazione della trazione nei nodi C e D, rispettivamente del rinforzo medio e superiore, sotto sollecitazioni sinusoidali: a)  $A=0.2g$ ; b)  $A=0.4g$ .

Fig. 22 – Amplification ratio of tensile load in nodes C and D of medium and upper reinforcements respectively, for sinusoidal loading: a)  $A=0.2g$ ; b)  $A=0.4g$ .

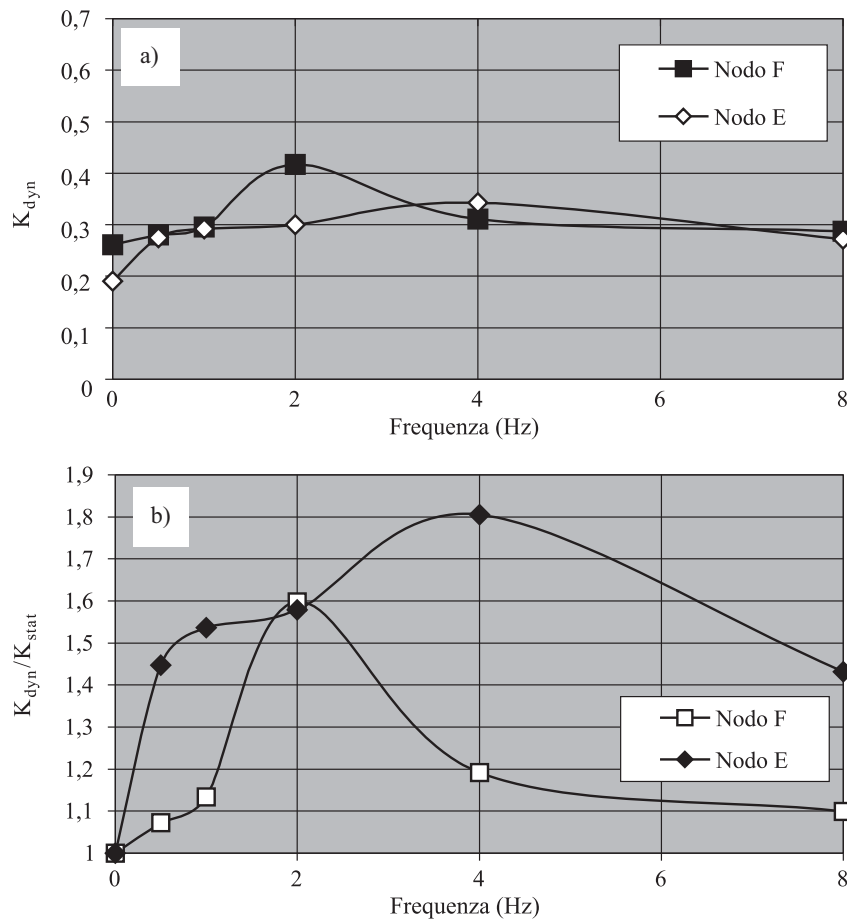


Fig. 23 – Attrito mobilizzato nei punti E ed F del rinforzo intermedio sotto sollecitazioni sinusoidali con ampiezza  $A=0.4g$ : a) attrito mobilizzato; b) rapporto di amplificazione.

Fig. 23 – Interface friction mobilised in points E and F of the medium reinforcement for sinusoidal loading with amplitude  $A=0.4g$ : a) mobilised interface friction; b) amplification ratio.

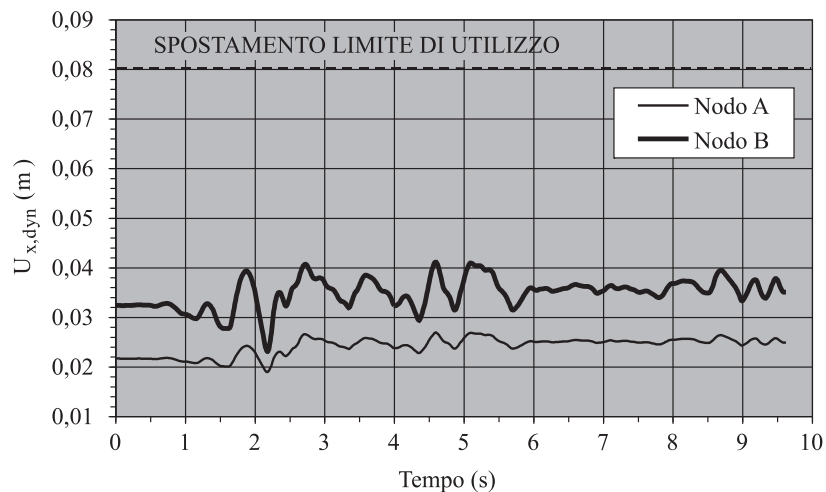


Fig. 24 – Andamento dello spostamento orizzontale nei nodi A e B della facciata sotto il terremoto di El Centro.

Fig. 24 – Horizontal displacements in nodes A and B of the face for the El Centro ground motion.

Per questa tipologia di opera il sisma di El Centro non risulta in grado di dar luogo a rilevanti deformazioni plastiche cumulate.

La figura 25a mostra l'andamento delle trazioni nel tempo nei rinforzi intermedio e superiore, in

corrispondenza ai punti C e D. La trazione si mantiene sui valori statici fino ai 2.5 secondi di sollecitazione; tra i 2.5 ed i 3 secondi le deformazioni plastiche del terreno determinano un trasferimento di trazioni ad entrambi i rinforzi, che si mantiene poi

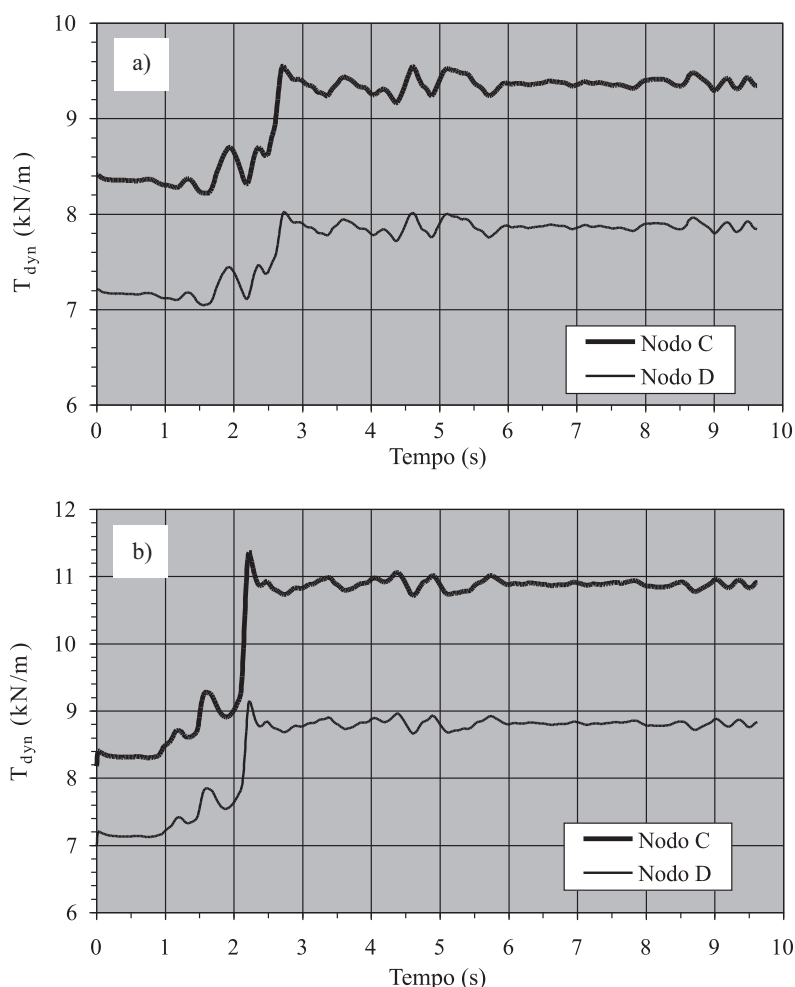


Fig. 25 – Andamento della trazione nei nodi C e D, rispettivamente del rinforzo medio e superiore, in relazione al verso del sisma di El Centro: a) sisma con verso originario; b) sisma con verso contrario.

Fig. 25 – Tensile load variation in nodes C and D of medium and upper reinforcements respectively, in relation to the El Centro ground motion verse: a) original time history; b) reverse time history.

costante per tutta la durata del sisma. Per questo tipo di opere, non simmetriche nella distribuzione delle masse, appare anche rilevante la storia della sollecitazione nel tempo: infatti se l'accelerogramma di El Centro viene attivato in direzione opposta, le trazioni seguono storie diverse ed i valori massimi sui rinforzi risultano incrementati di circa il 15% (Fig. 25b). Per le opere di sostegno sollecitate oltre il campo elastico risulta quindi importante eseguire l'analisi dinamica in ambedue i versi.

La distribuzione della trazione in funzione della distanza dalla facciata, per entrambi i rinforzi superiore ed intermedio, è rappresentato nella figura 26; è possibile notare come l'incremento di trazione dinamica, che si attiva dopo 2.5 secondi, abbia una distribuzione simile a quella relativa alle condizioni statiche. Nel rinforzo intermedio dopo 10 secondi, l'incremento di trazione massima risulta dell'11%, passando da 8.5 kN/m a 9.4 kN/m, e si localizza a 60 cm dalla facciata, nella stessa posizione del valore massimo in campo statico. Nel rinforzo superiore

dopo 10 secondi, l'incremento di trazione massima risulta del 10%, passando da 7.2 kN/m a 7.9 kN/m, e si localizza a 80 cm dalla facciata, nella stessa posizione del valore massimo in campo statico.

Con riferimento all'angolo di attrito mobilizzato nel rinforzo intermedio, in corrispondenza ai nodi E ed F, si nota come (Fig. 27) la lunghezza di ancoraggio assicuri un comportamento elastico durante tutta la storia di sollecitazione, confermando che l'interazione con il terreno è molto elevata: l'attrito mobilizzato nei nodi E ed F rimane sufficientemente al di sotto del valore limite cosicché nessuno dei due elementi subisce scorrimento. La maggiore escursione elastica si verifica per il nodo E, dove è maggiore la trazione mobilizzata durante il sisma.

## 7. Considerazioni conclusive

Nella memoria si è esaminata la risposta dinamica di un rilevato in terra rinforzata con geosinte-

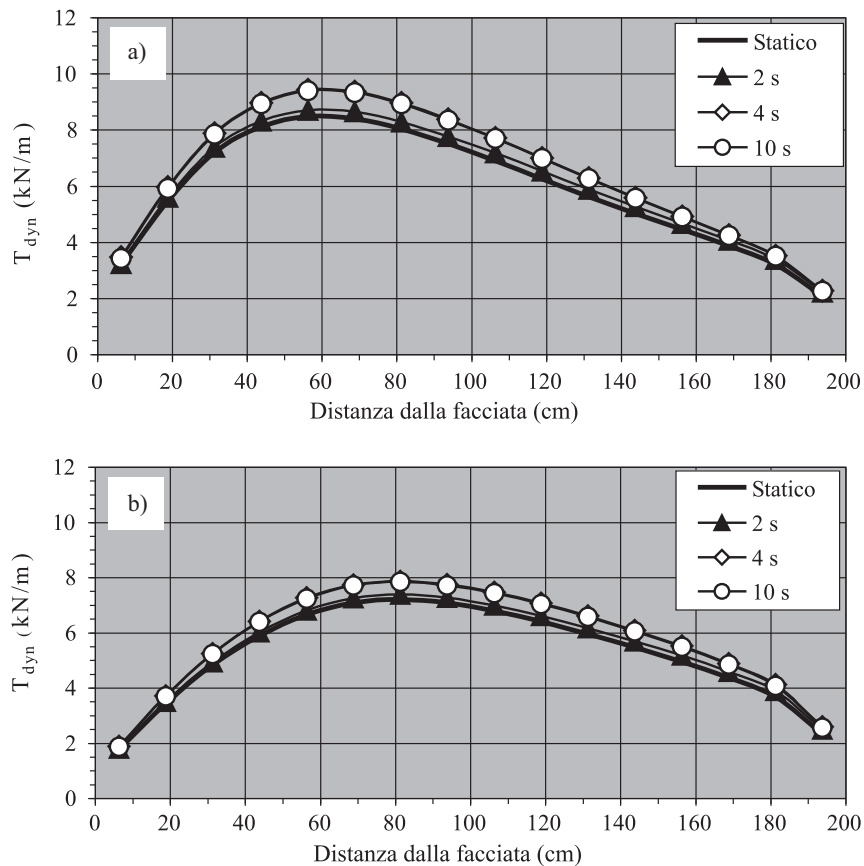


Fig. 26 – Distribuzione della trazione lungo i rinforzi sotto il terremoto di El Centro: a) rinforzo medio; b) rinforzo superiore.

Fig. 26 – Tensile load distribution in reinforcements for the El Centro ground motion: a) medium reinforcement; b) upper reinforcement.

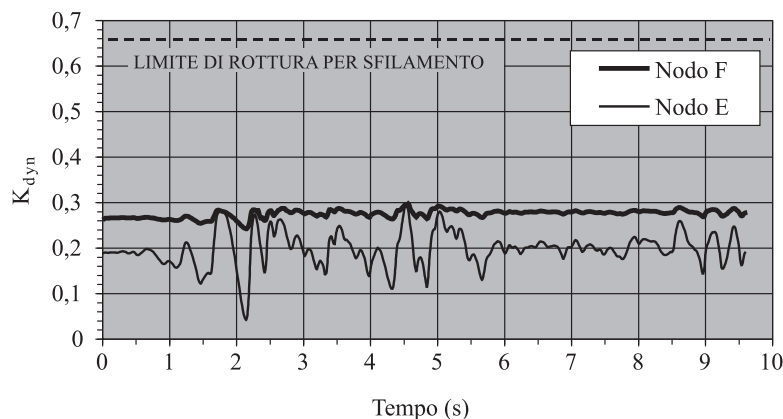


Fig. 27 – Andamento dell'attrito dinamico mobilizzato all'interfaccia nei nodi E ed F del rinforzo intermedio sotto il terremoto di El Centro.

Fig. 27 – Interface friction variation in node E and F of medium reinforcement for the El Centro ground motion.

ti attraverso modellazione numerica agli elementi finiti. Il modello numerico riproduce un'opera in vera grandezza monitorata in campo statico per un periodo di circa 16.000 ore. Sulla base dei dati disponibili, si è calibrato il modello numerico in campo statico, e quindi prevista la risposta sotto condizioni di sollecitazione dinamica. In tale ambito sono state utilizzate sollecitazioni sinusoidali, di

prefissata frequenza ed ampiezza, nonché la componente Nord-Sud del sisma registrato ad El Centro, durante il terremoto dell'Imperial Valley, California, del 18 maggio 1940.

L'analisi dinamica con sollecitazioni sinusoidali ha fatto emergere che fino ad una certa soglia di intensità il sistema si deforma fino ad una nuova configurazione stabile, ossia senza accumulare ulteriori

apprezzabile spostamenti. Per sollecitazioni più intense, le deformazioni continuano invece ad accumularsi ad ogni ciclo, portando la terra rinforzata a rottura per eccessivi spostamenti, soprattutto localizzati al piede dell'opera. La risposta dinamica della struttura non è facilmente prevedibile poiché la frequenza naturale di vibrazione può interferire con la frequenza della sollecitazione dinamica. In tale ambito si deve sottolineare come la frequenza propria della struttura sia condizionata dalle non linearità del mezzo e come essa possa variare in funzione dell'intensità dell'accelerazione. In particolare si osserva una frequenza propria di oscillazione del sistema dell'ordine di 2.5 Hz per accelerazioni sinusoidali dell'ordine di 0.2g; all'aumentare dell'accelerazione, fino a 0.4g, la frequenza del sistema decade fino a 0.5 Hz, a causa delle variazioni di rigidità della struttura durante lo sviluppo di deformazioni plastiche. Ad alte frequenze, dell'ordine di 8 Hz, si nota come il sistema diventi insensibile alle sollecitazioni anche per elevati valori delle accelerazioni. Tale circostanza consente di asserire che in strutture molto duttili, quale la terra rinforzata, occorre approfondire le analisi nel campo delle basse frequenze.

Con riferimento al pericolo di sfilamento delle geogriglia, questo appare abbastanza remoto con i terreni e le lunghezze di geogriglia utilizzati. L'incremento di attrito mobilizzato all'interfaccia nel caso dinamico, rispetto al valore in campo statico, è risultato dell'ordine dell'80% per la sollecitazione sinusoidale più severa (0.4g). Per cautelarsi dal pericolo di sfilamento è necessario allora che l'attrito mobilizzato in campo statico sia convenientemente inferiore a quello limite di interfaccia, utilizzando ad esempio un fattore di sicurezza superiore a 1.8. Ad ogni modo bisogna tenere presente che il pericolo di sfilamento è in relazione sia alla massima trazione nel rinforzo che alla minima tensione di contatto: dalle analisi condotte sembra che la situazione più sfavorevole si raggiunga in prossimità delle condizioni di risonanza ed è a questa condizione che bisognerebbe far riferimento per il calcolo in sicurezza delle lunghezze di ancoraggio.

Con riferimento alla risposta della struttura sotto il sisma di El Centro, si osserva come gli effetti di tale sisma, in termini di spostamenti e di trazioni, risultino equivalenti a quelli di una sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.2g e frequenza 0.5 Hz. Ne discende che sotto questo sisma, distruttivo per le strutture rigide, l'opera si conserva in buone condizioni con spostamenti permanenti ben al di sotto del limite di utilizzazione. Le trazioni residue sui rinforzi risultano incrementate dal 10% al 15%, e se si considera anche la possibilità di cambiamento del verso della sollecitazione è possibile un valore finale dell'incremento che va dal 25% al 30%. Una volta raggiunta la condizione di massima deformazione la

struttura rimane stabile durante il sisma. Sulla base di queste ultime evidenze, si può suggerire che per questa tipologia di strutture asimmetriche risulta importante anche il verso iniziale con cui si origina la *time-history* del terremoto.

## Bibliografia

- ASTM (1996) – *Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method*. ASTM, D4595-86, USA.
- BATHURST R.J., ALFARO M.C. (1996) – *Review of seismic design analysis and performance of geosynthetic reinforced walls, slopes and embankments*. Proc. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, 12-14 November, vol. II, pp. 887-918.
- BATHURST R.J., HATAMI K. (1998) – *Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall*. Geosynthetics International, vol. V, nn. 1-2, pp. 127-166.
- BATHURST R.J., HATAMI K. (1999) – *Numerical study of the influence of base shaking on reinforced soil retaining walls*. Proc. Conf. Geosynthetics '99, Boston, Massachusetts, USA, 28-30 April 1999, vol. II, pp. 963-976.
- BATHURST R.J., KARPURAPU R., JARRETT P.M. (1992) – *Finite element analysis of a geogrid reinforced soil wall*. Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE Geotechnical Special Publication, n. 30, vol. I, pp. 1213-1224.
- BELAL A.M., GEORGE K.P. (2000) – *Finite element analysis of reinforced retaining walls subjected to seismic loading*. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30 January - 4 February, Paper n. 0842.
- CAI Z., BATHURST R.J. (1995) – *Seismic response analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls by finite element method*. Computer and Geotechnics, vol. XVII, n. 4, pp. 523-546.
- CARRUBBA P., BRUSAROSCO D. (2002) – *Modellazione F.E.M. degli effetti di interazione terreno-geogriglia in prove di sfilamento*. Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXXVI, n. 4, pp. 68-81.
- CARRUBBA P., LUCHETTA F., MONTANELLI F., MORACI N. (2000a) – *Instrumented reinforced wall: measurements and F.E.M. results*. ASCE, Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics, Geotechnical Special Publication, n. 103, GeoDenver 2000, August 5-8, 2000, Denver, Colorado, pp. 271-291.
- CARRUBBA P., MORACI N., MONTANELLI F. (1999) – *Instrumented soil reinforced retaining wall: analysis of measures*. Proc. Conf. Geosynthetics '99, Boston, Massachusetts, USA, 28-30 April 1999, pp. 921-934.
- CARRUBBA P., MORACI N., MONTANELLI F. (2000b) – *Long term behaviour of an instrumented wall rein-*

- forced with geogrids*. EuroGeo 2000, Second European Geosynthetics Conference, Bologna, Italy, 15-18 October 2000, vol. I, pp. 125-129.
- CEN (1997) – *Geotextiles and geotextile related product. Determination of friction characteristics. Part 1: direct shear test*. CEN, prEN ISO 12957-1, CEN/TC 189, Bruxelles.
- CEN (1999) – *Geotextiles and Geotextile Related Products. Determination of Pullout Resistance in Soil*. CEN, prEN 13738, Bruxelles.
- CHOPRA A.K. (1995) – *Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall, New Jersey.
- CIVIDINI A., GODA G., STERPI D. (1995) – *Modellazione numerica della costruzione di una parete in terra rinforzata*. XIX Convegno Nazionale di Geotecnica, Pavia, vol. I, pp. 237- 246.
- COLLIN J.G., CHOUERY-CURTIS V.E., BERG R.R. (1992) – *Field observations of reinforced earth structures under seismic loading*. Proc. Intern. Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Kyushu, Japan, 11-13 November, vol. I, pp. 223-228.
- DRUCKER D.C., PRAGER W. (1952) – *Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design*. Quart. Appl. Mech., vol. X, pp. 157-165.
- HELWANY S.M.B., BUDU M., MCCALLEN D. (2001) – *Seismic analysis of segmental retaining walls. I: model verification*. Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, vol. CXXVII, n. 9, pp. 741-749.
- KARPURAPU R., BATHURST R.J. (1995) – *Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method*. Computers and Geotechnics, vol. XVII, n. 3, pp. 279-299.
- LESHCHINSKY D. (1995) – *Design procedure for geosynthetic reinforced steep slopes*. Technical Report REMR-GT-120, Waterways Experimental Station, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, USA.
- LESHCHINSKY D., LING H.I., HANKS G. (1995) – *Unified design approach to geosynthetic reinforced slopes and segmental wall*. Geosynthetics International, vol. II, n. 4, pp. 845-881.
- MONONOBE N. (1929) – *Earthquake-proof construction of masonry dam*. Proc. World Engineering Conference, Tokyo, vol. IX.
- OKABE S. (1926) – *General Theory of Earth Pressure*. Journal of Japanese Society of Civil Engineers, vol. XII, n. 1.

TATSUOKA F., KOSEKI J., TATEYAMA M. (1996) – *Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nambu earthquake*. Proc. Intern. Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Kyushu, Japan, 12-14 November, vol. II, pp. 973-1008.

WHITE D.M., HOLTZ R.D. (1996) – *Performance of geosynthetic-reinforced slopes and walls during the Northridge, California earthquake of January 17, 1994*. Proc. International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, 12-14 November, vol. II, pp. 965-972.

## Seismic response analysis of a geosynthetic reinforced embankment

### Summary

*This paper deals with the FEM analysis of a geosynthetic reinforced embankment subjected to dynamic loading. Numerical models have been calibrated on the static response of an experimental instrumented embankment, which has been monitored for about 16.000 ours. In situ measurements have given strains in reinforcements with respect to stress level and time. Laboratory tests have given data on the mechanical parameters of the soil, of the reinforcements and of the soil-reinforcement interface.*

*The numerical model, implemented in the AnSYS code, is bi-dimensional with plane strain conditions and considers both the soil and the geogrid non-linearity. The soil is modelled as an elastic-plastic material with a Drucker-Prager yield surface and associated flow rule. Pullout and direct sliding mechanisms, related to the soil-geogrid slippage, have been taken into account by introducing frictional contact elements.*

*Firstly, FEM model has been calibrated over the data of in situ measurements; therefore, predictions of the seismic response of the embankments have been carried out. Sinusoidal loading, with varying amplitude and frequency, have been considered, and the non-linear frequency response of the model obtained.*

*The dynamic analysis performed with the highest acceleration has shown large displacements of the face, the reduction of safety factor to pullout in reinforcements, and the increase of tensile stress along reinforcements, with respect to the static condition.*

*Finally, a seismic analysis has been performed by applying the El Centro North-South component of the Imperial Valley*