

Stefano Aversa, Luca de Sanctis,  
Rosa Maria Stefania Maiorano,  
*Osservazioni sulla valutazione  
delle azioni in condizioni  
sismiche per le verifiche agli  
SLU di fondazioni superficiali*  
(RIG n. 3/2014)

Discussione di Giuseppe Scarpelli, Paolo  
Ruggeri, Viviene M.E. Fruzzetti, Alessandro  
Vita, David Segato

Il progetto delle fondazioni superficiali in condizioni di carico sismico costituisce un tema di grande attualità per l'ingegneria italiana, rispetto al quale il mondo professionale necessita di chiarimenti e di un indirizzo anche da parte della comunità scientifica geotecnica. L'interesse sull'argomento è legato sia ai recenti sviluppi normativi, sia al fatto che il progetto delle fondazioni coinvolge quotidianamente la generalità degli ingegneri progettisti e non solo figure professionali specialistiche, quali gli ingegneri geotecnici.

Nel nostro Paese il rinnovato interesse sul tema può essere temporalmente associato all'emanazione della nota Ordinanza della Protezione Civile del 20 Marzo 2003 (O.P.C.M. 3274) che ha incluso la maggior parte del territorio nazionale in aree a rischio sismico. Quindi le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) hanno introdotto, in maniera esplicita, nel progetto delle strutture e delle fondazioni sia il metodo semiprobabilistico agli stati limite, sia i criteri della cosiddetta "gerarchia delle resistenze". Infine la circolare n. 617 del 2 Febbraio 2009, esplicativa delle NTC 2008 ha fatto, per la prima volta, specifico riferimento all'inerzia del terreno coinvolto nel cinematismo di rottura nella determinazione del carico limite di una fondazione superficiale (effetto cinematico).

L'articolo di AVERSA *et al.* [2014] affronta il progetto della fondazione di un edificio, nell'ipotesi che questo venga fondato su plinti, partendo dalle azioni derivanti dal caso della struttura intelaiata analizzata da COSENZA *et al.* [2008]. Il lavoro si pone l'obiettivo di evidenziare come il rispetto delle attuali norme non garantisca, di per sé, il rispetto della gerarchia delle resistenze tra struttura e fondazione nel senso che non è certo che la plasticizzazione per flessione del pilastro avvenga prima della rottura geotecnica

per raggiungimento del carico limite della fondazione. Gli Autori propongono quindi alcune modifiche alla norma che garantirebbero in maniera rigorosa il principio di gerarchia tra fondazione e pilastro senza determinare incrementi significativi nelle dimensioni delle fondazioni.

Due aspetti alla base delle valutazioni svolte dagli Autori si vogliono qui discutere:

1. non viene considerata la rotazione della fondazione necessaria a mobilitare la reazione del terreno per fronteggiare il momento del pilastro.
2. è stato trascurato l'effetto dell'inerzia del terreno coinvolto nel cinematismo di rottura (effetto cinematico) nella valutazione del carico limite in condizioni sismiche.

Relativamente al primo aspetto, si osserva che AVERSA *et al.* [2014] prevedono di equilibrare il momento flettente del pilastro con una distribuzione non uniforme della reazione del terreno. Contare sulla reazione del terreno per realizzare l'incastro alla base dei pilastri appare una scelta inusuale per le fondazioni superficiali ravvicinate di una nuova costruzione. È infatti buona prassi progettuale, almeno negli edifici di civile abitazione e comunque sempre quando gli interessi lo permettono, far assorbire il momento flettente ai cordoli di fondazione.

La scelta degli Autori inevitabilmente conduce a plinti di grandi dimensioni per garantire la reazione del terreno tenendo conto delle pesanti limitazioni dovute alla inclinazione e alla eccentricità dei carichi agenti.

Tuttavia gli Autori non considerano che l'eccentricità dell'azione provoca necessariamente una rotazione della fondazione con relativa redistribuzione delle azioni sulle membrature e, in particolare, con aumento dello spostamento interpiano del telaio al piano terra. Dato che la limitazione dello spostamento di interpiano è un parametro di progetto per le strutture, legato alla tutela degli elementi portati (tamponature...), sarebbe importante valutare la rotazione della fondazione da sommare a quella associata all'inflessione delle membrature portanti per valutare l'accettabilità dello spostamento totale allo stato limite di danno (SLD). Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve infatti verificare che (§7.3.7.2 delle NTC2008):

$$d_r < 0,005 h$$

dove  $d_r$  è lo spostamento interpiano ed  $h$  è l'altezza di piano. Tale limitazione sugli spostamenti è severa e, spesso, dimensionante rispetto alle sezioni minime dei pilastri per ottenere adeguata rigidità strutturale. Inoltre, per quanto si desume dalla pubblicazione, l'analisi di COSENZA *et al.* [2008] è stata svolta considerando la struttura in elevazione vincolata a terra con incastro perfetto ed ottenendo per la sola struttura uno spostamento pari a 0,00498 h, molto

prossimo al limite di normativa. È quindi probabile che, quale che sia l'effettiva rotazione della fondazione, il limite di normativa non sia rispettato.

Volendo valutare l'importanza di tale contributo si procede ad una stima semplificata. L'entità della rotazione della fondazione può essere calcolata in prima approssimazione con un modello elastico secondo la formulazione riportata da POULOS and DAVIS [1974] per una fondazione rettangolare:

$$\beta = \frac{M(1-\nu^2)}{B^2LE} I_\theta$$

dove:  $\beta$  è l'angolo di rotazione,  $M$  è il momento applicato nella direzione di  $B$ ,  $B$  ed  $L$  sono le dimensioni in pianta della fondazione,  $\nu$  è il coefficiente di Poisson,  $E$  è il modulo elastico,  $I_\theta$  è un fattore di forma dipendente dal rapporto  $L/B$ , i cui valori sono indicati nella tabella I:

Tab. I – Valori di  $I_\theta$  (da POULOS e DAVIS, 1974).

Tab. I – Values of the rotation influence factor  $I_\theta$  for different length to width ratios of the footing.

L/B	0,1	0,2	0,5	1,0	1,5	2,0	∞
$I_\theta$	1,59	2,29	3,33	3,70	4,12	4,38	5,10

A parità di geometria della fondazione i parametri significativi sono quindi il momento applicato e il modulo elastico del terreno.

Riguardo la scelta del valore del momento sarebbe corretto fare riferimento all'azione allo Stato Limite di Danno. Tale valore non è esplicitato né nell'articolo di AVERSA *et al.* [2014] né nell'articolo di COSENZA *et al.* [2008]. Tuttavia, a causa dell'alto fattore di struttura considerato per le verifiche allo SLV ( $q = 5,85$ ) si ottiene che lo spettro di progetto per le verifiche SLV è più piccolo dello spettro di progetto (elastico) utilizzato per le verifiche SLD. Ciò significa che l'azione sismica allo SLV, utilizzata per la verifica delle sezioni strutturali, è meno gravosa dell'azione allo SLD, utilizzata per il calcolo degli spostamenti interpiano.

La figura 1 mostra il confronto tra gli spettri di progetto nelle due condizioni considerate ed è chiara in tal senso.

Pertanto, tenendo conto che la sezione del pilastro non può trasmettere un momento superiore a quello resistente della sezione, è lecito utilizzare il momento sollecitante allo SLV per valutare la rotazione del plinto allo Stato Limite di Danno.

Riguardo il modulo elastico del terreno, tenendo conto che la formulazione utilizzata è basata su un modello lineare elastico, è necessario considerare il valore più appropriato in relazione al livello di deformazione atteso. È infatti ben noto che la rigidità del terreno varia in base al livello di deformazione di almeno un ordine di grandezza e che la massima rigidità è funzione non lineare dello sta-

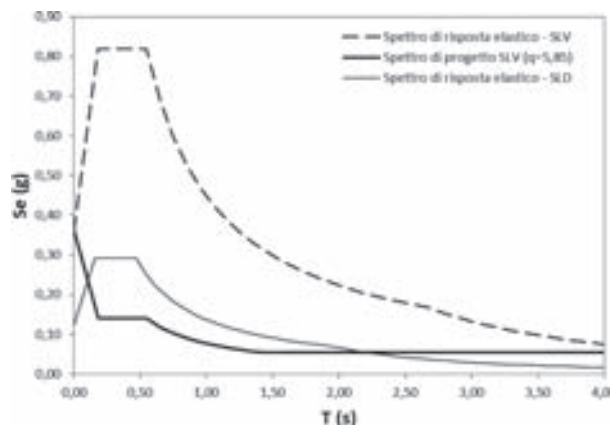


Fig. 1 – Spettri di risposta elastici (SLV e SLD) delle componenti orizzontali e spettro di progetto per SLV.

Fig. 1 – Elastic response spectra for the horizontal acceleration component at ultimate (SLV) and serviceability (SLD) limit states. The design spectrum at SLV is obtained from scaling with the behaviour factor  $q$ .

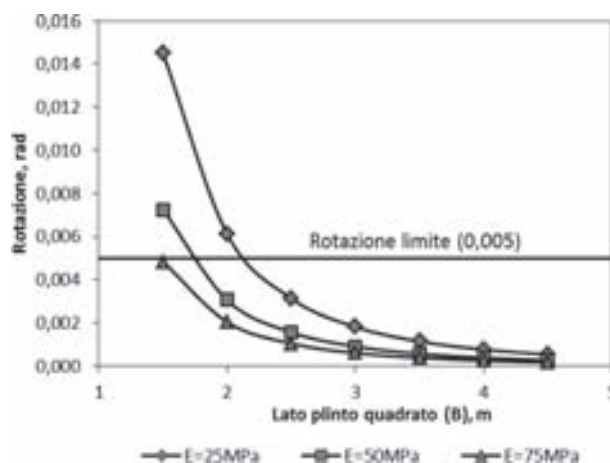


Fig. 2 – Rotazione del plinto di fondazione indotta dal momento massimo di progetto in condizioni sismiche.

Fig. 2 – Square footing rotation due to the maximum seismic moment as a function of width  $B$  and of soil stiffness  $E$ .

to tensionale, del tipo di terreno e della storia di carico.

Gli elementi a disposizione non sono sufficienti per una valutazione del modulo più opportuno. Pertanto si fa riferimento a tre valori del modulo elastico che rientrano nell'intervallo tipico per il calcolo dei cedimenti di una fondazione superficiale,  $E = 25-50-75$  MPa.

Quindi assumendo come azione il massimo momento di progetto allo SLV alla quota di intradosso del plinto,  $M_{EdX} = 377$  kNm, al variare della dimensione del lato di un plinto quadrato e al variare del modulo elastico operativo ( $E$ ), si possono stimare le rotazioni elastiche dal grafico di figura 2. Per un plinto con lato 2-3 m (già molto grande conside-

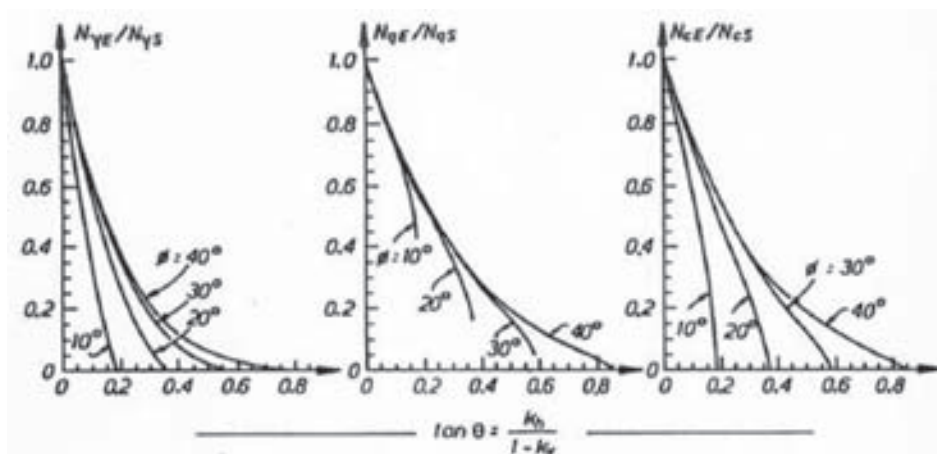


Fig. 3 – Rapporto tra il fattore di stabilità in condizioni sismiche e statiche al variare dell'angolo sismico (da RICHARDS *et al.*, 1993)  
 Fig. 3 – Patterns of the ratio between the seismic and the static stability factor for bearing capacity against the seismic angle  $\Theta$ .

rando che si tratta della fondazione di un edificio di civile abitazione) risulta una rotazione compresa tra 0,001 e 0,006 radianti, comunque significativa (se non già inaccettabile) rispetto alla rotazione limite per il telaio al piano terra.

Sul secondo aspetto AVERSA *et al.* [2014] dichiarano esplicitamente che, *per facilitare il confronto tra le NTC e la modifica proposta, non si è tenuto conto della forza orizzontale dovuta all'inerzia del plinto e dell'effetto cinematico.*

Ora è noto, e condiviso dagli stessi Autori, che l'effetto cinematico sia determinante nell'abbattere il carico limite della fondazione, come risulta applicando i vari metodi presenti in letteratura, specialmente quando l'azione sismica diviene intensa.

I diagrammi di RICHARDS *et al.* [1993] o di BUDHU e AL-KARNI [1993], che tengono conto contemporaneamente dell'effetto cinematico e dell'inclinazione del carico, sono eloquenti in tal senso: già ad un coefficiente sismico orizzontale di 0,2 il fattore di stabi-

lità  $N_g$ , il più significativo per una fondazione superficiale su terreni incoerenti, si abbatte ad  $1/5 - 1/3$  del corrispondente valore in condizioni statiche.

Questo significa che, con soluzioni fondali di dimensioni tipiche, è praticamente impossibile garantire una resistenza geotecnica della fondazione superiore a quella del pilastro, almeno in aree di elevata sismicità. Ne consegue che la gerarchia delle resistenze pilastro-fondazione non può essere soddisfatta nelle aree ad elevata sismicità.

### Considerazioni conclusive

L'obiettivo di AVERSA *et al.* [2014] di contribuire allo sviluppo di un impianto normativo chiaro, di facile utilizzo, in grado di garantire il rispetto della gerarchia delle resistenze è certamente condivisibile.

Tuttavia sembra altrettanto importante porre l'accento sul fatto che un progetto ben concepito debba

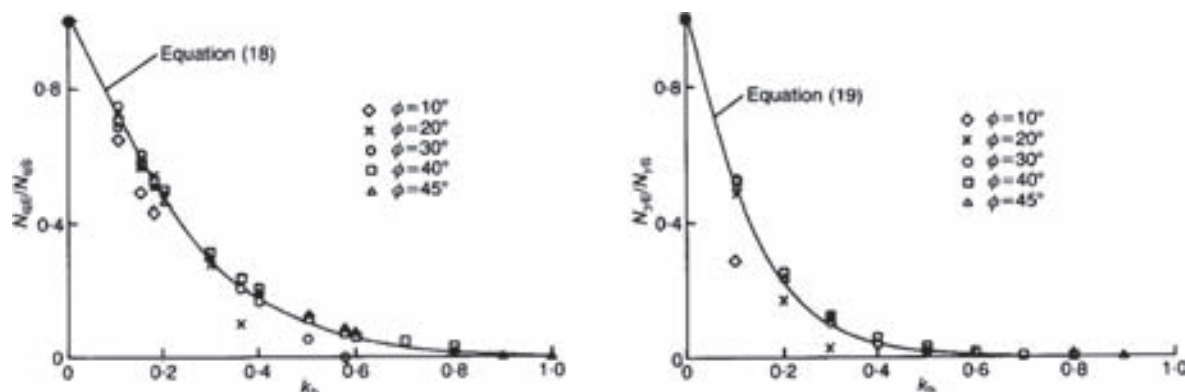


Fig. 4 – Effetto del coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) sul rapporto tra il fattore di stabilità in condizione sismica e statica: a sx:  $N_{qe}/N_{qs}$ ; a dx  $N_{qs}/N_s$  (da BUDHU e AL-KARNI, 1993).

Fig. 4 – Influence of the seismic horizontal coefficient ( $k_h$ ) on the ratios between seismic and static bearing capacity factors ( $N_q$  and  $N_y$ ).

prevedere un'interazione tra il progettista geotecnico e il progettista strutturale in quanto le scelte dell'uno influenzano le ipotesi di calcolo dell'altro. Nel caso l'analisi strutturale venga eseguita con la sola ipotesi di incastro al piede del pilastro, il dimensionamento delle fondazione deve necessariamente tenerne conto prevedendo travi di fondazione molto rigide o plinti su pali. D'altra parte se la scelta è quella di adottare fondazioni isolate, l'analisi strutturale deve essere ripetuta considerando un vincolo al piede dei pilastri decisamente più deformabile.

Altro aspetto rilevante è certamente l'opportunità di considerare l'effetto dell'inerzia del terreno coinvolto nel cinematismo critico (effetto cinematico) nella valutazione del carico limite. Nonostante le conoscenze attuali non siano sufficientemente consolidate per imporre tale valutazione in ogni circostanza e nonostante la prassi ingegneristica italiana non abbia in passato considerato tale effetto, si ritiene importante che la comunità scientifica e il legislatore collaborino per individuare ed indicare ai professionisti del settore le circostanze dove tale effetto debba necessariamente essere portato in conto, vista anche la consolidata opinione che riconosce l'importanza di tale effetto nel progetto di fondazioni in aree di elevata sismicità.

Certo è che, nel caso tale aspetto sia trascurato, non è lecito fare affidamento sul terreno per garantire l'incastro alla base dei pilastri, almeno in aree ad alta sismicità.

In tal senso si vuole proporre un altro spunto di riflessione. È sempre necessario pretendere la gerarchia pilastro - fondazione o può essere lecito (o addirittura conveniente) far precedere la rottura geotecnica a quella del pilastro?

Malgrado infatti né la norma italiana, né l'Eurocodice 8 contemplino tale possibilità, non è detto che la massimizzazione delle risorse duttili e dissipative del sistema strutturale si ottenga per plasticizzazione del pilastro. Si ritrovano infatti alcune, seppur sporadiche, pubblicazioni che considerano esplicitamente la formazione di un meccanismo plastico nel terreno di fondazione tra le possibilità a disposizione del progettista.

TAYLOR e WILLIAMS [1979], oltre 30 anni fa, esaminano l'applicazione della gerarchia delle resistenze alle fondazioni, considerando sia la possibilità di pervenire alla rottura del pilastro, che di prevedere la plasticizzazione del terreno in fondazione.

Più recentemente GAZETAS [2013], con particolare riferimento alle fondazioni dirette di ponti in condizioni sismiche, tenendo conto del carattere transitorio e dell'alternanza di segno dell'azione sismica, rimette in discussione la gerarchia delle resistenze prevista dall'Eurocodice, privilegiando sempre, in condizioni sismiche, la formazione di un meccanismo plastico nel terreno di fondazione rispetto alla rottura del pilastro alla base.

## Bibliografia

- AVERSA S., DE SANCTIS L., MAIORANO R.M.S. (2014) - *Osservazioni sulla valutazione delle azioni in condizioni sismiche per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali*. Rivista Italiana di Geotecnica, anno XLVIII n. 3.
- BUDHU M., AL-KARNI A. (1993) - *Seismic bearing capacity of soils*. Géotechnique, 43, n. 1, pp. 181-187
- COSENZA E., MADDALONI G., MAGLIULO G. (2008) - *Edificio a struttura intelaiata in zona sismica. Progettazione sismica di edificio in calcestruzzo armato. Guida all'uso dell'Eurocodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008*. AICAP, vol. II.
- GAZETAS G. (2013) - *Soil-Foundation-Structure systems beyond conventional seismic failure threshold*. Proc. 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Ishiara Lecture, Paris, pp. 55-70.
- RICHARDS JR. R., ELMS D.G., BUDHU M. (1993) - *Seismic bearing capacity and settlements of foundations*. Journal of Geotechnical Engineering, 119, n. 4, pp. 662-674.
- POULOS, H.G., DAVIS E. (1974) - *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. Wiley, New York.
- TAYLOR P.W., WILLIAMS R.L. (1979) - *Foundations for capacity designed structures*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 12, n. 3, pp. 101-113.

## Replica degli Autori

**Stefano Aversa, Luca de Sanctis, Rosa M.S. Maiorano\***

Gli autori desiderano innanzitutto ringraziare SCARPELLI *et al.* [2015] per l'attenzione dedicata al loro lavoro [AVERSA *et al.*, 2014] e per il contributo dato alla discussione sul tema delle verifiche sismiche delle fondazioni di edifici alla luce delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni [NTC, 2008] e di quanto riportato nella nuova versione delle stesse, recentemente approvata dal CSLLPP e in fase di emanazione.

La Nota tecnica si concentrava solo sulle verifiche a carico limite allo Stato limite di salvaguardia della Vita di plinti isolati, discutendo delle modalità di determinazione degli effetti delle azioni di progetto in fondazione (Sforzo Normale, Momenti Flettenti e Tagli) e del valore numerico da attribuire ai coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma_R$ ) nei confronti del meccanismo di carico limite, e mostrando come una più chiara applicazione dei concetti della gerarchia delle resistenze non avrebbe, almeno nel caso illustrato, comportato un incremento delle dimensioni delle fondazioni superficiali se si fosse accettata una riduzione dei valori dei coefficienti di sicurezza previsti dalle NTC [2008] per le verifiche sotto azioni statiche.

La Discussione di SCARPELLI *et al.* [2015] allarga la tematica trattata, presentando considerazioni progettuali condivisibili sull'opportunità di realizzare sistemi di fondazione caratterizzati da notevole rigidità, soprattutto in zone di elevata sismicità, e dimostrandone la necessità sulla base del rispetto dei valori imposti dalla normativa per lo spostamento di interpiano nelle verifiche allo SLD.

Si vuole innanzitutto evidenziare che l'auspicio degli Autori non trova riscontro esplicito nelle prescrizioni normative per le strutture di fondazione in zona sismica, che non richiedono necessariamente la realizzazione di cordoli in fondazione capaci di assorbire i momenti flettenti trasmessi dai pilastri, ma più semplicemente di travi di collegamento (art. 7.2.5.1 delle NTC 2008) proporzionate a sforzo normale per impedire gli spostamenti relativi tra i singoli elementi delle fondazioni. L'osservazione di SCARPELLI *et al.* [2015] è però molto pertinente soprattutto perché ricorda che la progettazione è una operazione molto più complessa del semplice calcolo e che, spesso, sono le verifiche agli Stati Limiti di

Esercizio (SLE, SLD e SLO) a condizionare le scelte progettuali.

La seconda considerazione riguarda invece il riferimento, nelle conclusioni della Discussione, alla possibilità di ribaltare la logica della Gerarchia delle resistenze in fondazione, sfruttando la capacità dissipativa prodotta dallo sviluppo di deformazioni plastiche e duttili nel terreno di fondazione sotto azioni derivate da eventi sismici corrispondenti agli Stati Limiti Ultimi (SLV e SLC, nella normativa in vigore in Italia), così come proposto da Gazetas e co-autori in vari articoli [GAZETAS, 2013; GELAGOTI *et al.*, 2012a; GELAGOTI *et al.*, 2012b]. Gli autori della Nota Tecnica, pur conoscendo la produzione del gruppo di Gazetas sull'argomento e pur trovando molto stimolanti dal punto di vista intellettuale e scientifico le argomentazioni presentate in questi articoli, hanno preferito evitare di fare riferimento ad essi proprio perché ritengono che le conclusioni, alle quali si perviene, possano istigare a comportamenti "sbagliati" nella progettazione delle strutture di fondazione superficiale. Le considerazioni presentate da SCARPELLI *et al.* [2015] e già commentate nella parte iniziale della presente replica confermano tale convincimento. Infatti, il ribaltamento della Gerarchia delle resistenze proposto da Gazetas richiede che le strutture di fondazione siano più piccole di quelle che si otterrebbero con un dimensionamento "tradizionale" e capaci di ruotare per permettere lo sviluppo di meccanismi dissipativi nell'interazione terreno-struttura. Ciò potrebbe contrastare con i requisiti richiesti alle fondazioni in altre verifiche allo Stato limite ultimo (ad esempio, carico limite sotto azioni statiche), ma anche e soprattutto nelle verifiche allo Stato limite di Esercizio, come già mostrato nella Discussione di SCARPELLI *et al.* [2015] con riferimento alla verifica sismica allo SLD, e come potrebbe essere anche in verifiche allo SLE sotto azioni statiche. Gli autori hanno ritenuto e ritengono, quindi, che l'approccio alla Gazetas vada considerato *cum grano salis*, al fine di evitare di indurre i progettisti di edifici a scelte inopportune.

Nel corpo della Discussione si ricorda, come già affermato dagli autori della Nota Tecnica, che si è trascurato l'effetto dell'inerzia del terreno coinvolto nel cinematismo di rottura (effetto cinematico) nella valutazione del carico limite in condizioni sismiche. La scelta effettuata nella Nota Tecnica deriva da due motivazioni. La prima, ricordata dagli Autori della Discussione, risiede nel fatto che si intendeva solo proporre un confronto relativo tra due approcci progettuali, che non è particolarmente condizionato dalla considerazione dell'effetto cinematico. La seconda motivazione deriva, invece, da alcuni dubbi che il più anziano degli autori della Nota Tecnica ha sulle modalità di tenere conto di tali effetti nella verifica a carico limite. Innanzitutto, massimi effetti cinematici e massime sollecitazioni inerziali in fon-

\* Dipartimento di Ingegneria, Università degli studi di Napoli Parthenope

dazione potrebbero non essere sincroni. Sommare i due effetti potrebbe portare in alcuni casi a un sovradimensionamento eccessivo delle fondazioni. Non è chiaro, poi, quale debba essere il valore delle accelerazioni orizzontali da applicare al volume di terreno presente sotto le fondazioni. La scelta di considerare il valore di picco potrebbe essere troppo cautelativa e potrebbe anche condurre alla non fattibilità dell'opera, soprattutto se su pendio. La scelta di utilizzare valori ridotti dell'accelerazione orizzontale potrebbe essere più coerente con la logica del Performance Based Design [PIANC, 2001; AGI, 2005]. Non vi è però alcuna indicazione in merito nelle NTC [2008] e la scelta di ridurre le accelerazioni di picco con lo stesso coefficiente utilizzato per i pendii non tiene conto del diverso livello di comportamento ammissibile per un pendio e per una struttura di fondazione. Infine, alcune formulazioni presentate in letteratura [SARMA e IOSSIFELIS, 1990; RICHARDS *et al.*, 1993; CHOUDRY e SUBBA RAO, 2005] considerano che l'inclinazione delle forze di massa nel terreno di fondazione sia la stessa della risultante delle forze inerziali in sommità alla fondazione stessa e ciò non è necessariamente coerente con quanto riportato nella normativa, per la quale gli sforzi taglianti in fondazione derivano da un approccio convenzionale. Il taglio in fondazione deve, infatti, essere in equilibrio con i momenti flettenti di progetto applicati alle due estremità (inferiore e superiore) dei pilastri collegati alle fondazioni. L'inclinazione delle forze di massa sul volume di terreno sotto la fondazione deriva, invece, dalla scelta del coefficiente sismico.

Gli autori auspicano che, su tali argomenti, possa continuare la discussione.

## Bibliografia

- AGI (2005) – *Linee guida su aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. 402 pp., Pàtron editore.
- AVERSA S., DE SANCTIS L., MAIORANO R.M.S. (2014) – *Osservazioni sulla valutazione delle azioni in condizioni sismiche per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali*. Rivista Italiana di Geotecnica, anno XLVIII, n. 3, pp. 29-39.
- CHOUDRY D., SUBBA RAO K.S. (2005) – *Seismic bearing capacity of shallow strip footings*. Geotechnical and Geological Engineering, 23, pp. 403-418.
- GAZETAS G. (2013) – *Can we design in geotechnics with seismic factors of safety less than 1?* Proc. 15<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Geotechnics of Hard Soils-Weak Rocks, pp. 141-154.
- GELAGOTI F., KOURKOULIS R., ANASTOPOULOS I., GAZETAS G. (2012a) – *Rocking isolation of low-rise frame structures founded on isolated footings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XXXXI, n. 7, pp. 1177-1197.
- GELAGOTI F., KOURKOULIS R., ANASTOPOULOS I., GAZETAS G. (2012b) – *Rocking-isolated frame structures: margins of safety against toppling collapse and simplified design approach*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. XXXII, pp. 87-102.
- NTC (2008) – *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture, DM 14/1/2008.
- PIANC (2001) – *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Working Group n. 34 of Maritime Navigation Commission, International Association Navigation. 474 pp., AA Balkema Publishers.
- RICHARDS R.J., ELMS D.G., BUDHU M. (1993) – *Seismic bearing capacity and settlement of foundations*. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 119, n. 4, pp. 662-674.
- SARMA S.K., IOSSIFELIS I.S. (1990) – *Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings*. Géotechnique, 40, n. 2, pp. 265-273.
- SCARPELLI G., RUGGERI P., FRUZZETTI V.M.E., VITA A., SEGATO D. (2015) – *Discussione su: Aversa S., De Sanctis L., Maiorano R.M.S. (2014) - Osservazioni sulla valutazione delle azioni in condizioni sismiche per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali*. Rivista Italiana di Geotecnica, anno XLIX, n. 1, pp. 98-101.