

PROGETTO DI PALI IN TERRENI LIQUEFACIBILI: UN CASO DI STUDIO

Elena Bandiera (elena.bandiera@teleios-ing.it)
TELEIOS srl. Società di Ingegneria

Marco Franceschini (marco.franceschini@teleios-ing.it)
TELEIOS srl. Società di Ingegneria

Federico Fiorelli (federico.fiorelli@teleios-ing.it)
TELEIOS srl. Società di Ingegneria

ABSTRACT. Una delle soluzioni più efficaci per la mitigazione degli effetti della liquefazione del terreno è l'adozione di fondazioni profonde. Nell'articolo che segue viene sintetizzata, e descritta attraverso un caso pratico progettuale, una procedura di analisi, definita dagli scriventi (Franceschini et al. 2022) e basata sui principali riferimenti bibliografici in materia, al fine di affrontare con un approccio globale i diversi aspetti geotecnici connessi al tema della progettazione di fondazioni profonde in terreni liquefacibili.

1. INTRODUZIONE

In siti caratterizzati da rischio di liquefazione, una delle soluzioni fondali più efficaci per mitigarne gli effetti consiste nell'impiego di pali di fondazione, la cui progettazione coinvolge aspetti e fenomeni geotecnici diversi. Tali aspetti vengono di seguito descritti attraverso il riferimento al caso del progetto di ampliamento e ristrutturazione del Palazzetto dello Sport di Cento (FE).

Il progetto ha previsto la costruzione di una nuova tribuna con due nuclei sismoresistenti in c.c.a., che costituiscono i principali elementi del sistema di controventamento adottato per incrementare la resistenza sismica dell'intera struttura. I nuclei sono inoltre progettati per sostenere la copertura, per cui assorbono la maggior parte delle forze sismiche globalmente agenti. Per ogni nucleo sismico è stata prevista una fondazione costituita da n. 24 pali FDP (Full Displacement pile) di diametro 600mm e una lunghezza di 22 m da p.c. La soletta di fondazione ha una dimensione di 12.10 x 9.20 m per uno spessore di 1.20 m.

Dalla parte opposta del palazzetto è presente la tribuna esistente, le cui fondazioni superficiali sono state rinforzate con micropali progettati con il medesimo approccio ma non trattate nel presente articolo.

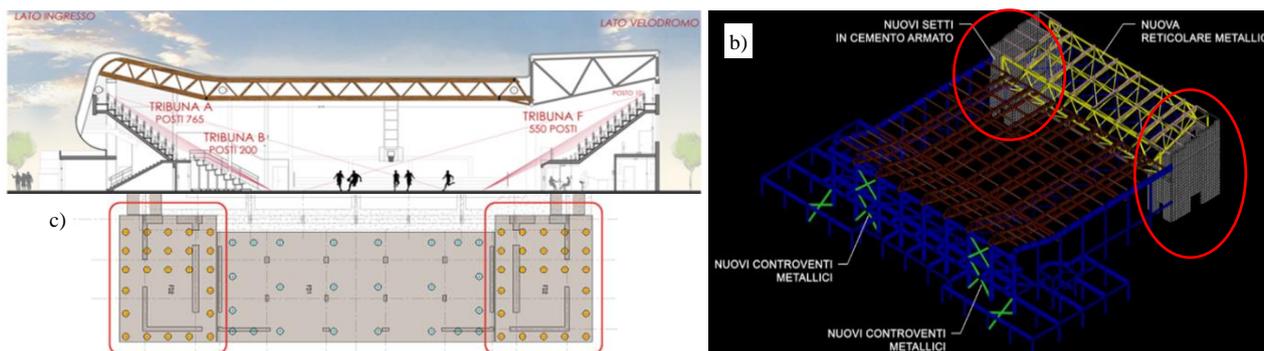


Figura 1. a) Sezione architettonica del Palazzetto dello sport: a destra la nuova tribuna. b) Vista 3d degli elementi strutturali del palazzetto: evidenziati i nuclei sismoresistenti c) Planimetria fondazioni della nuova tribuna e dei nuclei.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La campagna di indagine eseguita in sito ha previsto complessivamente l'esecuzione di n.8 tra prove penetrometriche CPTu e SCPTu con piezocono sismico, n. 2 dilatometriche DMT, indagini geofisiche e di laboratorio, comprendenti anche prove dinamiche (colonna risonante RC e prove triassiali cicliche TX CYC).

La liquefazione è stata valutata con diversi approcci: dalle prove CPTu e DMT e dalle prove di laboratorio.

È stato identificato un rischio di liquefazione alto, con l'indice di potenziale di liquefazione LPI variabile tra 8 e 18. Tale rischio è dovuto alla presenza di un orizzonte di sabbie sciolte, che si estende da 1 m a 6 m da p.c.

3.1 Modello geotecnico terreno liquefacibile

Il modello geotecnico del terreno in condizioni sismiche è stato definito tenendo conto degli effetti della liquefazione sulle caratteristiche meccaniche dei terreni, descrivendo gli strati di terreno liquefacibili in termini di parametri di resistenza e rigidità modificati.

Per quanto riguarda la resistenza, si è fatto riferimento alla coesione non drenata residuale $s_{u(LIQ)}$, come proposta da Olson & Stark (2002), considerando il valore medio dell'intervallo (Bowen & Cubrinovski, 2008):

$$\frac{s_{u(LIQ)}}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0143 \cdot q_{c1} \pm 0.03 \quad \text{per } q_{c1} \leq 6.5 \text{ MPa} \quad (1)$$

In condizione di liquefazione, i riscontri ottenuti da prove su pali in scala reale (Cubrinovski et al. 2009) mostrano un fattore di degradazione β della rigidità del terreno liquefatto rispetto a quello naturale tipicamente variabile in un range compreso tra $1/50 \div 1/10$. Estendendo i risultati di tale teoria, sviluppata per i metodi con curve "p- δ ", agli approcci numerici BEM che sono stati impiegati in progetto, è stato applicato al modulo elastico iniziale E_0 un fattore di degradazione pari a $1/50$.

Tabella 1. Modello geotecnico – Condizioni sismiche.

Layer	Prof. da – a (m)	s_u (kPa)	Φ' (°)	E_0 (MPa)
Sabbie liquefacibili	1.00 – 6.00	1	-	2
Argille	6.00 – 11.00	30	-	90
Argille	11.00 – 18.00	75	-	105
Sabbie	18.00 – 26.00	-	32	135
Argille	26.00 – oltre	75	-	150

3. CAPACITA' PORTANTE ASSIALE

In condizioni statiche la portata limite dei pali è stata calcolata tramite correlazione diretta dalle prove CPTu, adottando il metodo di Elasmı & Fellenius modificato da Niazi (2013). Riferendosi a 6 tra le CPTu condotte in sito, sono risultati valori di $Q_{\text{shaft,S}}$ compresi tra 1390 kN e 1778 kN. La resistenza limite alla punta è stata determinata pari a $Q_{\text{base,S}} = 1190$ kN.

La resistenza dei pali in condizione di liquefazione del terreno è strettamente legata allo sviluppo delle sovrappressioni neutre ed al rapporto di pressione interstiziale r_u . Infatti, mentre la liquefazione può facilmente avvenire negli strati incoerenti più superficiali, gli strati più profondi mostrano solitamente una maggiore resistenza dovuta a maggiori densità e pressioni efficaci. Ciò non esclude comunque la possibilità di sviluppo di sovrappressioni neutre in tali strati non liquefacibili e quindi una riduzione della resistenza del terreno.

Studi scientifici anche a carattere sperimentale (Madabushi et al. 2009; Rollins & Hollenbaugh, 2015) hanno dimostrato che la resistenza laterale dei pali in terreni soggetti a liquefazione si riduce in maniera significativa, pur non annullandosi completamente. Nel progetto in esame in ogni caso la stessa è stata cautelativamente trascurata. Adottando la stessa procedura di calcolo del caso statico, in condizioni sismiche è stata definita una resistenza laterale limite $Q_{\text{shaft,E}}$ variabile tra 1070 kN e 1448 kN, con un valore medio di 1263 kN.

La resistenza alla punta in terreni liquefacibili $Q_{\text{base,E}}$, è correlata al suo corrispondente valore statico $Q_{\text{base,S}}$ in funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno sui cui si attesta la punta e del rapporto di pressione interstiziale $r_{u,\text{base}}$ calcolato a livello della punta del palo, quest'ultimo valutabile come il rapporto tra la profondità dello strato liquefacibile e la lunghezza del palo (Madabushi et al. 2009):

$$\frac{Q_{\text{base,E}}}{Q_{\text{base,S}}} = (1 - r_{u,\text{base}})^{\frac{3 - \sin \phi}{3 \cdot (1 + \sin \phi)}} \quad (2)$$

Considerando quindi lo sviluppo delle sovrappressioni neutre anche nello strato di sabbie più profondo, è stato individuato un rapporto di pressione interstiziale alla base del palo $r_{u,base}$ pari a 0.238, da cui un rapporto tra la resistenza alla punta del palo in condizioni sismiche e statiche pari a 0.86. La resistenza limite alla punta in condizione sismiche si riduce a $Q_{base,E} = 1000$ kN.

4. INSTABILITA'

L'innescarsi di fenomeni di liquefazione causa anche una significativa perdita di supporto laterale ai pali, che quindi sono suscettibili a crisi per instabilità. La formula classica di Eulero è stata aggiornata da Madabhushi et al. (2009) tenendo conto di una piccola, non nulla, rigidità dello strato liquefatto attraverso il fattore $r_{u,base}$:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(\beta \cdot r_{u,base} \cdot h)^2} \quad (3)$$

Dove E ed I sono il modulo elastico ed il momento di inerzia della sezione del palo, h è la lunghezza del palo e β è un fattore che tiene conto del grado di vincolo alle due estremità del palo.

Nella realtà i pali possono entrare in crisi per carichi assiali minori a quelli previsti dall'Eq. 3, a causa di imperfezioni ed effetti del secondo ordine amplificati dalle forze sismiche orizzontali. In accordo con Bhattacharya & Lombardi (2011), si considera applicato al carico critico un coefficiente riduttivo $\psi = 0.35$.

In termini di snellezza λ , definita con le formule classiche, si è preso come riferimento il valore limite $\lambda = 75$.

Poiché sia la capacità portante totale del palo Q che il carico critico P_{cr} dipendono da rapporto r_u , Madabhushi et al. (2009) li hanno messi in relazione all'interno di una serie di grafici di supporto progettuale. Tali grafici, impiegati anche per lo specifico caso in oggetto, individuano un dominio di impiego del palo sulla base delle condizioni di liquefazione del sito, della geometria del palo (diametro D_0 e proprietà elastiche E, I), e un dato fattore di sicurezza (nel caso FOS=2). Il dominio è compiutamente definito introducendo la curva con andamento iperbolico di $r_{u,base}$, che lega lunghezza del palo allo spessore dello strato liquefacibile.

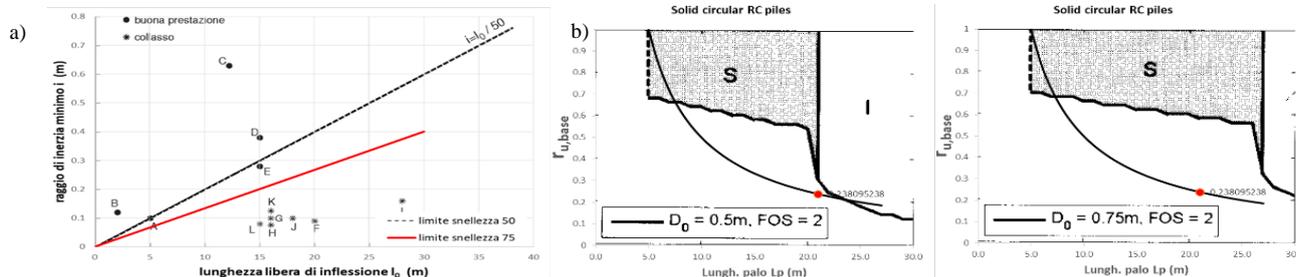


Figura 2. a) Snellezza limite – Dominio di ammissibilità: misura delle prestazioni di fondazioni profonde soggette a sisma. In rosso il valore limite proposto $\lambda = 75$ (Bhattacharya & Lombardi, 2011). b) Grafici di progetto per un palo in c.a. ($D_0 = 0.5m$ e $0.75m$) in sabbia ($D_r = 35\%$) (Madabhushi et al. 2009). Nell'area bianca il palo è verificato, nell'area "S" il palo è in crisi per capacità portante, in "I" per instabilità. In rosso le prestazioni dei pali FDP progettati sulla curva di $r_{u,base}$.

I pali di progetto sono stati considerati rigidamente connessi in testa dalla soletta fondale e, benché continuo negli strati argillosi non liquefacibili, è stata assunta una lunghezza equivalente ($\beta \cdot h$) doppia rispetto alla lunghezza dello strato liquefacibile (5.0 m vedi Tabella 1). Date le proprietà elastiche del palo ($E \cdot I = 159.04$ MNm²), il rapporto interstiziale alla base ($r_{u,base} = 0.238$) ed il coefficiente riduttivo $\psi = 0.35$ è stato stimato il carico assiale ultimo pari a $P_{ult} \approx 96900$ kN.

3. ANALISI E CALCOLO DEL GRUPPO DI PALI

Il contributo originale degli autori riguarda un'estensione delle teorie sopracitate, riferite al palo isolato, all'analisi del gruppo di pali. Ciò è stato fatto partendo dalla teoria di Cubrinovski et al (2009) al fine di trasporla da una soluzione per curve "p- δ " ad un modello continuo BEM di una palificata basato su rigidità geotecniche. È stato impiegato il software di calcolo Repute (Basile, 1999; Bond & Basile, 2021), che ha premesso di tenere conto nelle analisi degli effetti di gruppo (mutua interazione, plasticizzazione, effetto shadowing). In accordo con il

modello geotecnico (Tabella 1), per il terreno è stato assunto un legame costitutivo non lineare di tipo iperbolico. Sulla base dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura, dalle analisi sono risultati i seguenti stati di sollecitazione e deformazione nei pali:

Tabella 2. Massime sollecitazioni e deformazioni sui pali da analisi BEM –Confronto condizioni statiche e sismiche.

Condizioni	Compr. (kN)	Traz. (kN)	Taglio (kN)	M. Flett. (kNm)	Ced. Vert. (mm)	Spost. Orizz.(mm)
Statiche	1047	-	81	47.7	6.9	0.5
Sismiche	964	15	79	209.7	5.9	11.2

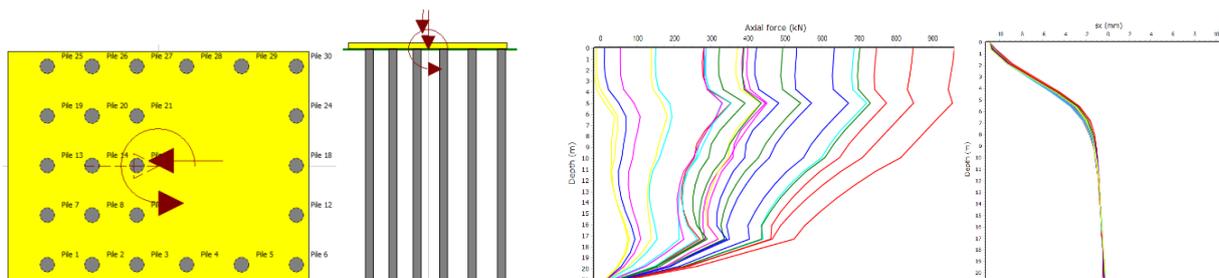


Figura 3. A sinistra, modello Repute: pianta e sezione fondazione nucleo. A destra, profilo degli sforzi assiali sui pali e spostamento orizzontale.

In conclusione, i pali progettati secondo lo schema proposto soddisfano i criteri di sicurezza. In accordo con le NTC 2018, la capacità portante è verificata con uno sfruttamento statico del 81% e sismico del 92%. La forza assiale agente in condizioni sismiche è poi compatibile con il carico critico legato ai fenomeni di instabilità. Sono state condotte con successo anche le verifiche strutturali dei pali, considerando le sollecitazioni taglienti e flettenti indotte dalle interazioni inerziali con la sovrastruttura.

4. CONCLUSIONI

Nel presente articolo è stato presentato un caso di studio riguardante la progettazione di pali in condizioni di liquefazione del terreno, relativo all'intervento di ampliamento e adeguamento sismico del Palazzetto dello Sport di Cento (FE). Il progetto è stato impostato sulla base di uno schema procedurale, definito dagli autori (Franceschini et al. 2022) e basato su teorie e riferimenti bibliografici in materia, che consente di affrontare - con un approccio unitario e globale - i diversi aspetti geotecnici connessi alla progettazione di pali in terreni liquefacibili: il modello geotecnico, la capacità portante assiale, nelle sue componenti laterale e di base, e l'instabilità.

5. BIBLIOGRAFIA

Basile F. (1999). Non-linear analysis of pile groups. *Proc. of Civil Eng., Geotech. Eng.*, 137(2): 105-115.
 Bhattacharya S., Lombardi D. (2011). Sul comportamento sismico delle fondazioni su pali in terreni liquefacibili. *Rivista Italiana Di Geotecnica*, 2011(1): 23-34.
 Bond A. J., Basile F. (2021). Repute 2.5, Software for pile design and analysis. Reference Manual, *Geocentrix Ltd.* UK.
 Bowen H. J., Cubrinovski M. (2008). Pseudo-static analysis of piles in liquefiable soils: parametric evaluation of liquefied layer properties. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 41, No. 4, December 2008.
 Cubrinovski M., Ishihara K., Poulos H. (2009). Pseudostatic analysis of piles subjected to lateral spreading. *Special Issue Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering*.
 Franceschini M., Fiorelli F., Bandiera E. (2022). A comprehensive design procedure for pile groups in liquefiable soils. *Proc. 5th International Symposium on Cone Penetration Testing CPT'22*. Bologna, 8 – 10 giugno 2022.
 Madabhushi G., Knappett J., Haigh S. (2009). Design of pile foundations in liquefiable soils. *London Imperial College Press*.
 Niazi F. S. (2013). An Update on Pile-CPTu Direct Correlations. *Ports 2013, ASCE*.
 Olson S. M., Stark T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Can. Geotech. J.*, 39: 629-647.
 Rollins K.M., Hollenbaugh J.E. (2015). Liquefaction Induced Negative Skin Friction from Blast-induced Liquefaction Tests with Auger-cast Piles. *Proc. 6th Int. Conf. on Earth. Geotech. Enging*. Christchurch, New Zealand, 1-4 Nov. 2015.