



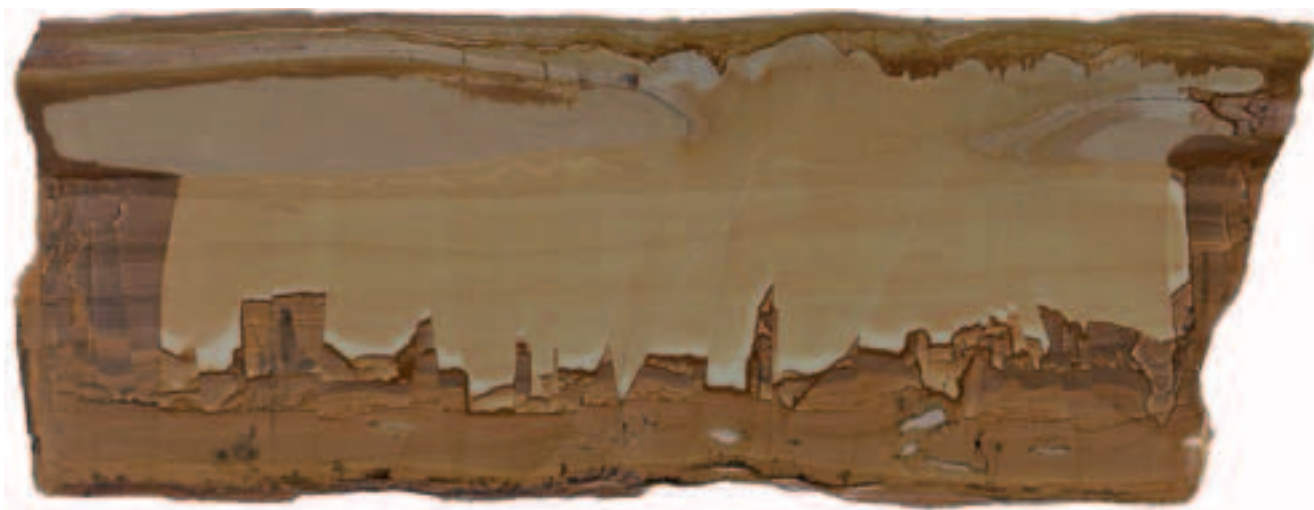
LO STUDIO DEGLI EFFETTI DI SITO NELLE POLITICHE DI PREVENZIONE SISMICA

dott. Gian Vito Graziano*

La forte pericolosità sismica italiana trova le sue radici nella particolare posizione geostrutturale della penisola, collocata in pieno in zone orogenetiche entro cui sono state sinora individuate ben 36 diverse zone sismogenetiche. In seno a queste si originano alcune migliaia di terremoti all'anno con magnitudo superiore ai 2.5 gradi Richter. Di essi almeno un evento all'anno si colloca statisticamente sopra la soglia del danno significativo, compreso quindi tra 5 e 6 gradi, mentre uno ogni 10-20 anni risulta gravissimo, compreso tra 6 e 7 gradi Richter. Viviamo quindi in un paese sismicamente attivo, che però possiede un patrimonio edilizio sin troppo vulnerabile, in larga parte poco idoneo a resistere persino a sismi non particolarmente severi, anche perché troppo spesso ubicato in zone geologicamente poco idonee dal punto di vista sismico.

Prevenzione sismica è dunque la parola d'ordine, attività che si declina attraverso interventi di ristrutturazione e miglioramento sismico degli immobili, ma anche attraverso la conoscenza degli effetti sismici di sito, in altre parole attraverso la conoscenza derivata dalla microzonazione sismica. Nella filiera delle azioni virtuose che dovrebbero condurre ad una seria politica di prevenzione, di sicuro la microzonazione sismica costituisce uno degli snodi fondamentali. Essa studia il fenomeno della modifica del segnale sismico che si genera da un terremoto quando nel risalire dagli strati profondi alla superficie si modifica in ampiezza e frequenza al variare delle condizioni stratigrafiche, della morfologia superficiale e profonda, e delle proprietà fisiche dei terreni. Esprime dunque un concetto di pericolosità sismica locale, che modifica radicalmente la pericolosità di base con la quale si era da tempo abituati a confrontarsi.

Il terremoto dell'Abruzzo prima, quello dell'Emilia Romagna poi, sono stati un banco di prova straordinario, mettendo in evidenza come il segnale sismico si sia fortemente differenziato in funzione dei terreni attraversati, causando danni di diversa entità (e purtroppo anche troppe vittime), in edifici aventi tipologie costruttive del tutto simili. Si pensi poi agli effetti di liquefazione dei sedimenti granulari dei paleoalvei del ferrarese, del modenese e del basso Polesine dopo i terremoti del 20 e 29 maggio 2012. L'attività di microzonazione sismica può essere svolta a scale diverse e con diverse finalità, da quella di supportare gli strumenti di pianificazione urbanistica, sviluppandosi in questo caso in ambito territoriale (provinciale, comunale, particolareggiato), ma può essere svolta anche alla scala di un singolo edificio. In questo secondo caso la finalità è quella della definizione delle azioni sismiche, con le quali saranno poi eseguite le verifiche imposte



Lastra tagliata e lucidata di Pietra Paesina di Firenze

dalla normativa. In tutti i casi si tratta di attività di studio da svolgersi nella direzione di una auspicata cultura della prevenzione dal rischio sismico, che non potendosi ancora oggi esplicitare attraverso la previsione dei terremoti, si traduce nell'affrontare adeguatamente il problema della sicurezza dei nostri edifici e nel salvaguardare il nostro patrimonio immobiliare, di qualunque tipologia esso sia, residenziale, storico, architettonico, industriale, ecc.

La microzonazione è uno studio tipicamente multidisciplinare, che, a tutti i livelli di approfondimento, richiede la raccolta, l'archiviazione, l'elaborazione e la rappresentazione di una considerevole mole di dati, di natura diversa e diversa significatività, utili a descrivere il modello integrato del sottosuolo.

Ne consegue l'esigenza di predisporre strumenti utili a

raccogliere in modo razionale ed organizzato le informazioni necessarie, che presuppongono l'esigenza di mettere a punto un sistema di gestione dei dati, attraverso modalità condivise di archiviazione, selezione, omogeneizzazione e codifica dei dati, sino alla loro conclusiva rappresentazione cartografica.

In questa direzione, quello portato avanti dalla Protezione Civile è un progetto organico e organizzato, che ha avuto inizio nel 2010 in applicazione dell'OPCM 3907, basato su standard scientifici unici sul territorio nazionale e formalmente adottati dallo Stato e dalle regioni. E' un progetto di grande modernità, sociale e culturale, poiché si ripropone di individuare e quantificare le amplificazioni sismiche dei siti e di delimitare i luoghi in cui, in caso di sisma, si potrebbero verificare fenomeni estremi, quali frane

sismicamente indotte, sprofondamenti, liquefazione dei terreni di fondazione.

Il documento tecnico di riferimento per la realizzazione degli studi è rappresentato dagli ICMS (2008), recepiti da tutte le Regioni con proprio atto normativo, che sono quindi vincolanti per l'esecuzione degli studi di microzonazione sull'intero territorio nazionale. Essi devono consentire l'elaborazione di rappresentazioni di elementi e di tematismi significativi, puntando ad una semplificazione e sintesi dei contenuti, allo scopo di consentire l'omogeneità della rappresentazione da parte di tutti i soggetti realizzatori e di facilitare la lettura e il confronto dei risultati degli studi di aree differenti. In concomitanza con gli studi di microzonazione, deve esplicarsi l'analisi della Condizione Limite per l'Emergenza (CLE), che corrispon-

de a quella condizione limite, tra le diverse definibili per gli insediamenti urbani, per cui, a seguito di un evento sismico, l'insediamento nel suo complesso subisce danni fisici e funzionali tali da condurre all'interruzione di quasi tutte le funzioni urbane presenti, compresa la residenza.

Le CLE rappresentano il primo strumento finalizzato all'integrazione degli interventi sul territorio per la mitigazione del rischio sismico a scala comunale e riguarda l'attività di verifica dei sistemi di gestione dell'emergenza.

Come per gli studi di microzonazione, anche per le CLE devono essere seguite modalità di rilevamento e archiviazione secondo specifici standard, identificando innanzitutto le strutture finalizzate alla gestione dell'emergenza ed il sistema di interconnessione fra tali strutture e il sistema di accessibilità rispetto

al contesto territoriale. La grande raccolta di informazioni conseguente a queste attività dovrebbe permettere nel giro di pochissimi anni di conoscere in modo sempre più preciso quanto sia sismicamente pericoloso l'edificare in determinate aree ed a quale diverso rischio siano soggetti i manufatti esistenti.

Si investiranno, fino al 2016, circa 960 milioni di euro, da destinare in parte nel miglioramento sismico degli edifici pubblici strategici, in parte negli studi di microzonazione sismica.

Nell'attesa che tali iniziative sviluppino nel medio-lungo termine le loro positive potenzialità, non può non rilevarsi che le risorse impegnate rappresentino solo l'1% di quanto si stima che occorrerebbe per mettere in buona sicurezza sismica la popolazione italiana.

Certo bisogna fare di più, considerando che negli ultimi 40 anni, per emergenze e post-emergenze sismiche si stima siano stati spesi circa 150 miliardi di euro, senza contare le circa 4.600 vittime, i 500.000 senza tetto, gli enormi disagi delle popolazioni colpite, ma l'obiettivo della conoscenza degli effetti geologici di sito è davvero un passo importante verso una vera politica di prevenzione.

Lo sforzo in atto a favore della conoscenza porterà a positive ricadute sugli strumenti di governo del territorio e di pianificazione e gestione dell'emergenza.

*Presidente Consiglio Nazionale dei Geologi

INDAGINI GEOTECNICHE, ASPETTI PROGETTUALI

dott. ing. Umberto Croce*

RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione delle indagini geotecniche è rimasta, anche dopo l'entrata in vigore delle NTC (D.M. - LL.PP. del 14/01/08) e della successiva circolare esplicativa (C.M. n° 617 del 02/02/09), esclusivo ambito del tecnico responsabile del procedimento. Pur riconoscendo che forniscono indicazioni, mai precisate con tale dettaglio nelle precedenti norme, sulle indagini da svolgere per la modellazione geotecnica, si rileva infatti che ancora viene lasciato ampio margine decisionale al progettista relativamente al numero, alla tipologia ed alle tecniche da adottare nelle indagini. Ciò, se da un lato permette ampia discrezionalità per meglio adeguare i lavori alle specifiche esigenze, dall'altro non garantisce la committenza su uno standard di qualità minimo dell'indagine con possibili ripercussioni negative sul progetto del sistema fondazionale.

Pur tuttavia nelle NTC sono espresse autorevoli linee guida per la progettazione delle indagini.

In relazione al dimensionamento dell'indagine si afferma: "... Le indagini geotecniche devono permettere un'adeguata caratterizzazione

geotecnica del volume significativo di terreno (...). Il volume significativo ha forma ed estensione diverse a seconda del problema in esame e deve essere individuato caso per caso, in base alle caratteristiche dell'opera e alla natura e caratteristiche dei terreni...". In relazione alle tecniche esecutive viene introdotta la tabella 6.2.1 relativa ai mezzi d'indagine ed alle prove geotecniche in sito raggruppate per tipologia granulometrica di terreno precisando che "... il tipo e la tecnica esecutiva delle perforazioni di sondaggio devono essere scelti in funzione della natura dei terreni e delle operazioni da compiere nel corso del sondaggio. (...) La scelta dei mezzi d'indagine deve essere effettuata in fase di progetto dell'indagine e verificata durante lo svolgimento dell'indagine stessa ...".

Nel capitolo Opere di fondazione - Criteri generali di progetto si consiglia: "... Nel caso di fabbricati di civile abitazione la profondità da raggiungere con le indagini può essere dell'ordine di $b+2b$ dove b è la lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto. Nel caso di fondazioni su pali, la profondità, considerata dall'estremità inferiore dei pali, può essere dell'ordine di



Figura 1 - Penetrometro dinamico continuo

$0.5b+b$".

Nel capitolo di Fondazioni su pali, il legislatore ritorna sull'argomento sottolineando in maniera qualitativa: "... Il progettista deve orientare le indagini in sito e le prove di laboratorio verso la ricerca dei parametri più appropriati alla descrizione di tali meccanismi

(di collasso), oltre che alla valutazione della rigidità del complesso palo-terreno necessaria per le verifiche agli stati limiti di esercizio. ...". Si è premesso quanto sopra allo scopo di segnalare che dalle NTC, considerato il carattere orientativo delle disposizioni, consegue la pos-

sibilità di avere a disposizione indagini geotecniche a norma di legge, che potrebbero però essere insufficienti allo scopo prefisso, in quanto le norme non impongono alcun obbligo numerico e tipologico sulle prove da eseguire.

Questa lacuna nelle NTC deve essere superata dalla competenza del tecnico responsabile e dalla rigorosa analisi critica della relazione geotecnica da parte dell'utilizzatore ultimo, il Progettista strutturale, prima di accettarne il contenuto, analisi in particolare rivolta alla individuazione delle possibili criticità dovute, in riferimento all'argomento d'interesse specifico, ai limiti legati, da un lato sia al dimensionamento dell'indagine, dall'altro alla scelta della tipologia delle prove.

Si segnala al riguardo quanto esposto nelle NTC laddove si legge: "... È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica. ...".

Nel seguito quindi non viene trattato l'argomento già ampiamente affrontato dalla normativa legato alle linee guida da seguire per la progettazione dell'indagine geotecnica bensì si vogliono segnalare le possibili criticità che conseguono a scelte non corrette

FOCUS

dott. ing. Settimo Martinello*
dott. ing. Thomas Pavan*

MODALITA' DINAMICA PER LE PROVE DI PORTANZA DEI PALI METODO CASE

A seguito di esperienze approfondite, in particolare presso la Case Western Reserve University, su metodi dinamici per il controllo non distruttivo delle fondazioni, si è iniziato ad affiancare alla tradizionale prova di carico statica questa metodologia di indagine dinamica denominata "Metodo Case" conformemente alle ASTM D4945-08, Metodo, definito come prova dinamica ad alta deformazione, che conformemente alle norme americane ASTM, sostituisce negli Stati Uniti l'uso della prova statica ed è oggi applicabile anche in Italia sulla base del Testo Unico edito nel 2008. Il metodo sviluppato dalla Case Western Reserve University prevede l'analisi dei parametri contenuti nelle equazioni di propagazione delle onde nel suolo ed il software interpretativo, CAPWAP, Case Pile Wave Analysis Program, ne costituisce il modello palo-terreno, standardizzato attraverso l'Eurocodice 7. Il Metodo Case si prefigge di determinare la portata statica assiale dei pali di fondazione mediante la conoscenza di forza e velocità indotte da un sistema di sollecitazione impulsivo.

I punti di forza di questa metodologia sono, oltre la velocità e l'economicità di esecuzione, la possibilità di conoscere l'andamento delle resistenze lungo il fusto del palo e la capacità portante allo stato limite ultimo.

La prova consiste nel sollecitare il palo con una forza assiale, generata da una massa in caduta libera, rilevando l'andamento della deformazione e dell'accelerazione indotta alla testa del palo.

CAPWAP è un sistema di modellazione numerica che suddivide il palo in una sequenza di segmenti finiti delle medesime proprietà.

Quando un palo è sollecitato con un impulso assiale, un'onda meccanica parte dal punto di applicazione e si propaga lungo il fusto. Finché non sono registrate onde riflesse nel punto di applicazione della

$$v(t) = \frac{c}{EA} F(t) \quad (1)$$

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2)$$

$$F_c(t) = \frac{EA}{c} v_c(t) \quad \text{e} \quad F_t(t) = -\frac{EA}{c} v_t(t) \quad (3)$$

$$F_c(t) = Z \cdot v_c(t) \quad \text{e} \quad F_t(t) = -Z \cdot v_t(t) \quad (4)$$

$$R(t^*) = \frac{1}{2} \left[F_m(t^*) + F_m\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) \right] + \frac{Mc}{2L} \left[v_m(t^*) - v_m\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) \right] \quad (5)$$

$$R_s(t_m) = \frac{1}{2} (1 - J_c) \left[F(t_m) + \frac{Mc}{L} v_i(t_m) \right] + \frac{1}{2} (1 + J_c) \left[F\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) - \frac{Mc}{L} v_i\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) \right] \quad (6)$$

sollecitazione, la forza indotta nel manufatto è proporzionale alla velocità di movimento delle particelle e può essere riassunta dalla relazione:

FORMULA (1)

Dove:

v = velocità delle particelle

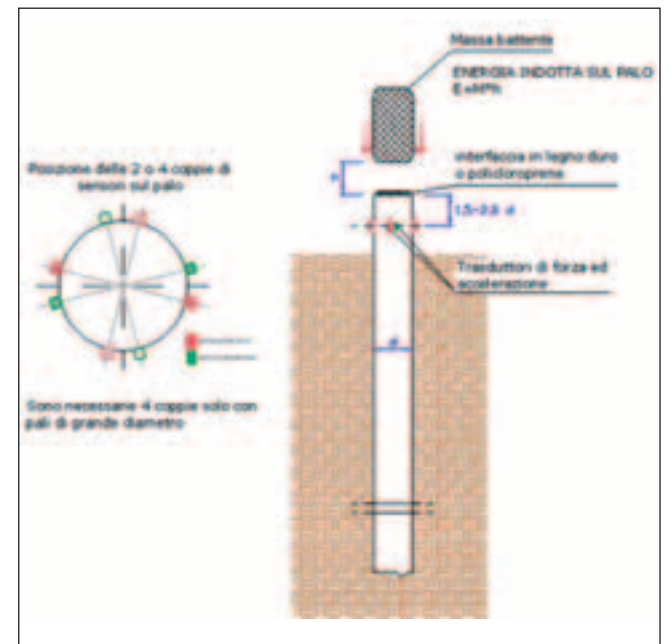
nella sola direzione assiale;
 c = velocità di propagazione delle onde meccaniche;
 F = forza di compressione nel punto in considerazione;
 E = modulo elastico del materiale;
 A = area della sezione del palo.

Conoscendo la densità ρ del

materiale con cui è realizzato il palo, la velocità c diventa:

FORMULA (2)

Nelle onde di compressione la velocità delle particelle è nella direzione di propagazione (verso il basso) e convenzionalmente sono indicate



con il segno positivo. Nelle onde di tensione la velocità delle particelle ha direzione opposta e quindi ha segno negativo. Un'onda di compressione indotta sulla testa di un palo libero, e con una trascurabile resistenza interna al materiale, presenta le stesse caratteristiche di ampiezza e forma in qualsiasi sezione del palo, inoltre si può affermare che le caratteristiche dell'onda sono solo in funzione del tempo e non della loro posizione lungo il fusto del palo. Indicando con F_c e F_t rispettivamente la forza di compressione e la forza di trazione dovuta al passaggio dell'onda meccanica si ottiene:

FORMULA (3)

Il palo di lunghezza L , analizzato come materiale omogeneo, anisotropo e libero sul fondo, oppone una resistenza caratteristica Z , chiamata impedenza, al passaggio delle onde meccaniche, che è espressa dalla relazione:

$$Z = \frac{EA}{c}$$

da cui

FORMULA (4)

Nel caso di palo con resistenza nulla in punta, l'onda meccanica indotta sulla testa dal colpo inferto dal maglio arriva sul fondo ed è riflessa mantenendo la stessa intensità ma segno opposto. Nel caso contrario, di palo con resistenza in punta, la forza riflessa posseduta dalle particelle ha la stessa intensità e mantiene lo stesso segno. In questo modo, la sovrapposizione delle onde riflesse con quelle indotte dal maglio, porta ad avere una forza sulla testa del palo di intensità doppia.

Prendendo in considerazione un palo con lunghezza finita, conoscendo le caratteristiche del materiale e formulando alcune ipotesi sulle resistenze che entrano in gioco durante il passaggio delle onde, si può affermare che la resistenza totale alla penetrazione del palo è pari a [1]:

FORMULA (5)

Dove:

F_m = forza verticale misurata dagli strumenti all'istante t^* ;
 v_m = velocità delle particelle misurata sperimentalmente;
 M = massa del palo;
 c = velocità di propagazione delle onde (velocità del suono nel materiale).



Maglio micropali



Prove fino a 800 t



Prove fino a 1.600 t

INDAGINI GEOTECNICHE, ASPETTI PROGETTUALI

segue da pag. 15

in sede di programmazione dell'indagine e di individuazione dei mezzi d'opera, criticità che possono insorgere anche nel rispetto delle raccomandazioni espresse dalle NTC.

ELEMENTI CHE CONDIZIONANO LA PROGETTAZIONE DELL'INDAGINE

CONOSCENZE PRELIMINARI

Nella fase preliminare di progettazione dell'indagine non si potrà prescindere dalla conoscenza della condizione geomorfologica e idrologica dei terreni. È auspicabile quindi una sinergia tra il geotecnico ed il geologo che porterà alla ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici e idrogeologici del sito. Solo con



Figura 2 - Terminali penetrometro statico, elettrico con piezocono (a sinistra), meccanico (a destra)

tali conoscenze preliminari si potranno inquadrare le problematiche geotecniche e definire il programma d'indagine. Nel caso queste non fossero pianificabili per carenze d'archivio, si dovrà prevedere un'indagine preliminare speditiva o anche strumentale. Da questa fase preparatoria

deriverà quanto segue.

■ Individuazione dei mezzi d'indagine: sondaggio con prove penetrometriche SPT in avanzamento, prove penetrometriche statiche CPT o dinamiche continue DPSH, prove pressiometriche, scelti in relazione alla natura e granulometria di terreno (terreni



a grana fine, terreni a grana grossa, rocce).

■ Unitamente alle disposizioni indicate nelle NTC in relazione alle caratteristiche del progetto, si definirà la profondità dell'indagine anche in relazione alla prevista litologia: la presenza di terreni molto compatti in prossimità del se-

dime delle fondazioni o di roccia, anche emergente, potrà limitare la profondità delle prove; al contrario, compagini di terreni molli di rilevante potenza potranno richiedere profondità d'indagine maggiori rispetto a quelle richieste dalle caratteristiche del progetto, al fine, ad esempio, di

ricercare un terreno rigido di base in cui immergere eventuali pali di fondazione.

■ In previsione della presenza di terreni con elevata conducibilità idraulica, esecuzione di prove di permeabilità qualora fossero previsti scavi sotto falda.

■ Finalizzare l'indagine anche alla soluzione di problematiche legate alla complessità del modello geologico, in particolare in relazione alla pericolosità geologica del sito, ovvero a movimenti gravitativi in atto o quiescenti.

CRITICITÀ CONSEQUENTI A ERRATE PREVISIONI PRELIMINARI SULLA CONDIZIONE LITOSTRATIGRAFICA

Occorrerà nel corso dei lavori d'indagine, verificare le ipotesi fatte in sede di progettazione sulla effettiva natura e caratteristiche dei terreni e disporre i necessari adeguamenti del programma

GEOTECNICA

Questa relazione deriva dalle ipotesi di palo con sezione costante ed uniforme realizzato con materiale perfettamente elastico ed omogeneo con presenza di un solo impulso assiale senza alcuna altra componente nelle altre direzioni dello spazio.

La resistenza totale espressa dalla formula (5) non è un modello sufficientemente rappresentativo della realtà poiché presenta significative restrizioni sulla resistenza offerta dal terreno dovuta all'attrito laterale e di conseguenza sulla reale capacità statica.

Si procede quindi alla suddivisione della resistenza totale alla penetrazione del palo nel terreno in due componenti: una componente statica (R_s) ed una componente dinamica (R_d), con la relazione:

$$R_t = R_s + R_d$$

La resistenza totale si può calcolare dalla relazione (5) e una volta determinata R_d si potrà conoscere R_s , resistenza statica del palo.

Allo scopo si assume che la resistenza dinamica sia una funzione lineare della velocità in fondo al palo v_d

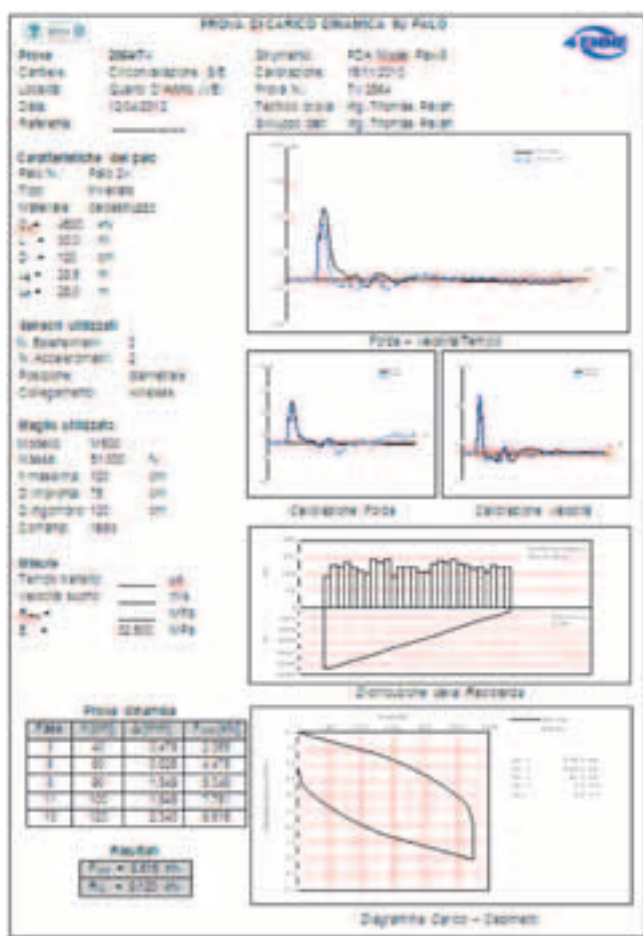
$$R_d = J \cdot v_d$$

Tutto questo a meno di un fattore J che rappresenta la costante di smorzamento viscoso che, per il calcolo nel modello numerico, si ipotizza concentrata sul fondo del palo. Tale costante può essere espressa in funzione di Z ed attraverso una costante di smorzamento adimensionale J_c si ottiene la relazione:

$$J_c = \frac{J \cdot c}{EA} \quad \text{ovvero} \quad J_c = \frac{J}{Z}$$

Partendo dall'espressione (5) che esprime la resistenza totale alla penetrazione e sottraendo il contributo dinamico R_d calcolato utilizzando la velocità rilevata sul fondo del palo v_d e la costante J_c , si ricava l'equazione che permette di calcolare la portata statica del palo R_s , ovvero la relazione ottenuta come risultato del metodo Case.

FORMULA x (6)



Nell'equazione t^* è sostituito da t_m che rappresenta l'istante temporale di massima forza misurata dagli strumenti installati sulla testa del palo.

La prova dinamica può essere eseguita in alternativa alla *Prova di progetto su pali pilota* che prevede un valore del carico non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto, come previsto nel NTU - DM 14.1.08 al punto 6.4.3.7.1 dove si specifica: "[...] Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione...."

Mentre per quanto riguarda le *Prove di verifica in corso d'opera* che prevedono un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto al punto 6.4.3.7.2 si specifica: "[...] Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche,

Nel caso di esecuzione di una prova che voglia provocare sperimentalmente il carico allo stato limite ultimo, è ne-

cessario che dopo l'impatto il palo presenti una penetrazione permanente compresa tra 2 e 5 mm.

Una sollecitazione dinamica limitata può causare l'assorbimento dell'energia meccanica delle particelle in moto verso il fondo del palo da parte delle resistenze lungo il fusto e quindi non riuscirebbe a far lavorare completamente il palo fino in punta.

Anche un impatto irregolare della massa di sollecitazione sulla testa del palo, dovuto ad un difettoso allineamento dell'asse di caduta con l'asse del palo, rende poco interpretabili i dati acquisiti. E' pertanto indispensabile provvedere ad un metodo di applicazione dell'impulso preciso ed efficiente possibile solo attraverso prove pressiometriche, prove scissometriche, prove su piastra, ecc..

I risultati di forza e velocità derivati dalle misurazioni eseguite in sito, rappresentato nei diagrammi dalla linea conti-



nua, sono confrontati con quelli calcolati attraverso l'analisi con CAPWAP, rappresentati dalla linea tratteggiata. In sostanza la lunghezza del palo viene discretizzata in varie sezioni, generalmente di 1 m, e ad ognuna di queste è applicato un valore iniziale di J_c costante di smorzamento, che il programma provvede a variare autonomamente fino a raggiungere, attraverso con-

tinui tentativi di massima approssimazione, la migliore aderenza tra andamento teorico e andamento reale.

Si riporta a seguito una schematizzazione delle operazioni necessarie all'esecuzione della prova Case.

■ Preparazione del palo creando sulla testa una superficie piana dove poter applicare la sollecitazione attraverso la ca-

data della massa.

■ Preparazione di due superfici spianate di dimensioni 20x20 cm, diametralmente opposte, ad una distanza dalla testa palo, o del dado, di almeno 1,5 volte il diametro.

■ Misura della velocità di propagazione delle onde attraverso l'impiego di due sonde soniche poste diametralmente.

■ Installazione di una coppia di sensori (accelerometri ed estensimetri).

■ Configurazione dell'unità di acquisizione (PDA) inserendo i parametri geometrici e meccanici del palo.

■ Esecuzione di una serie di impulsi con altezza progressiva di caduta della massa, generalmente con variazioni crescenti di 10-20 cm, tenendo sotto controllo i parametri di energia trasmessa, di spostamento impresso e di forza applicata, fino a raggiungere il carico di prova.

■ Analisi in campo dei segnali acquisiti mediante il software di PDA Curves con il quale è possibile evidenziare la presenza di anomalie o difetti sul palo.

■ Creazione, attraverso il sistema di modellazione matematica CAPWAP, di un modello numerico palo-terreno facendo corrispondere i segnali registrati in sito con quelli ottenuti analiticamente.

■ Elaborazione dei dati con restituzione dei risultati di resistenza dinamica e statica del palo completi di diagrammi carico-cedimenti.

Conclusioni

Il Metodo Case rappresenta un innovativo ed efficace sistema di indagine su elementi di fondazione profonda per la verifica della capacità portante in esercizio e la valutazione della portata limite ultima. I numerosi studi fatti sia in Europa sia negli Stati Uniti, di cui c'è ampia bibliografia (www.bibliografia-cias.it), hanno dimostrato che il modello matematico alla base del CAPWAP fornisce un'ottima simulazione dell'andamento delle tensioni e resistenze lungo il palo e quindi una affidabile valutazione della capacità statica del palo.

*4 EMME Service S.p.A.

se richiesti da impreviste variabilità (modifica dei mezzi d'opera o del volume di terreno da indagare).

Nel primo caso ad esempio, l'arresto prematuro del penetrometro continuo CPT o DPSH per impossibilità d'avanzamento porterà alla sostituzione di dette prove con sondaggi e prove SPT, nel secondo caso l'assenza di uno strato rigido di base alla prevista profondità potrà richiedere una maggiorazione della profondità d'indagine. Anche una differente granulometria dei terreni rispetto a quella prevista in sede di progettazione potrà portare a sostituire il mezzo d'opera al fine di commisurarli alle condizioni attualizzate.

La redazione del programma d'indagine non dovrà quindi costituire l'atto finale del progettista; questi dovrà sovrintendere ai lavori di indagine e apportare le necessarie variazioni al programma sulla scorta di quanto emergerà in corso d'opera.

ATTREZZATURE D'INDAGINE

SCELTA DEL MEZZO D'INDAGINE

La scelta dei mezzi d'indagine e del tipo di prova da mettere in campo per l'esecuzione dell'indagine è fondamentale per la buona riuscita dei lavori; dovrà essere oggetto di analisi critica basata essenzialmente sulla previsione dei terreni da testare e sulle grandezze da ricercare. Le attrezzature d'indagine sono comprese in due macro tipologie: perforazioni di sondaggio con prove in foro o in laboratorio sui campioni di risulta e prove penetrometriche continue. Le prime permettono il riconoscimento diretto, tramite visione critica speditiva o tramite analisi di laboratorio, delle caratteristiche granulometriche e meccaniche dei terreni. L'utilizzo dei risultati delle seconde permette il riconoscimento granulometrico e la parametrizzazione solitamente in maniera indiretta, tramite correlazioni. Entrambi gli approcci presen-

TIPO DI PROVA	VANTAGGI	SVANTAGGI
Sondaggio	<ul style="list-style-type: none"> - Riconoscimento diretto della litologia. - Possibilità di eseguire in laboratorio prove di classificazione e di determinazione delle caratteristiche meccaniche. - Possibilità di eseguire in foro prove di determinazione delle caratteristiche meccaniche attraverso prove pressiometriche, prove scissometriche, prove su piastra, ecc.. - Possibilità di raggiungere le profondità richieste senza limiti legati alle caratteristiche litologiche e meccaniche dei terreni. 	<ul style="list-style-type: none"> - Determinazione discontinua delle grandezze di interesse con la eventualità di perdere la variazione di dettaglio dei parametri richiesti. - Vizi, di peso incerto, nei risultati delle prove di laboratorio legati al disturbo dei terreni in fase di campionamento e in fase di fustellamento in laboratorio. Evenienza particolarmente sentita nei terreni di bassa consistenza. - Costo elevato.
Prova penetrometrica	<ul style="list-style-type: none"> - Lettura in continuo con la profondità della resistenza, con la acquisizione di dettaglio delle disomogeneità. - Possibilità di misurare in situ con penetrometro statico dotato di punta piezometrica, le caratteristiche di consolidazione dei terreni fin mediante prove di dissipazione. - Costo contenuto. 	<ul style="list-style-type: none"> - Determinazione indiretta della litologia dei terreni tramite correlazioni utilizzando le resistenze laterale locale ed alla punta del penetrometro statico. - Impossibilità di dedurre la litologia dei terreni dalle prove dinamiche continue. - Determinazione indiretta tramite correlazioni delle caratteristiche meccaniche dei terreni. - Limiti legati al mancato raggiungimento della profondità prefissata causato dallo intercettamento di terreni di elevata densità o di elementi lapidei di dimensioni rilevanti. Tale limite è particolarmente a carico delle prove statiche.

tano peculiarità e limiti che sono sinteticamente riassunti nella tabella. Nella figura 1 (a pag. 15) è mostrato il penetrometro per prove dinamiche continue DPSH. Si evidenzia la compattezza della macchina che, contrariamente alla sonda nel sondaggio, permette l'accesso in ambienti angusti. Nella figura 2 è riprodotta la parte terminale di un penetrometro statico meccanico. È visibile la punta ed il manico laterale, meccanicamente separati in avanzamento alternato. La misura delle grandezze avviene con passo di 20 cm. Nella medesima figura è riprodotto il terminale di un penetrometro statico elettrico con punta piezometrica. Si nota il filtro anulare che permette la misura della sovrappressione neutra. La misura delle grandezze avviene senza soluzione di continuità e viene restituita normalmente con passo di 2 cm.

dott. ing. Umberto Croce
Geotecnica Croce Srl