

ALESSANDRO MANDOLINI

PROVE DI  
CARICO SU  
PALI DI  
FONDAZIONE

ARGOMENTI DI INGEGNERIA GEOTECNICA ● 1

 HEVELIUS  
EDIZIONI

ARGOMENTI  
DI INGEGNERIA  
GEOTECNICA

*H*

*Collana diretta  
da Carlo Viggiani*

E' stato detto più volte (e sostenuto con argomenti assai convincenti) che l'Ingegneria è sia una scienza, ma anche un'arte; e questo è particolarmente vero per l'Ingegneria Geotecnica.

In effetti il progetto di un'opera di ingegneria viene svolto schematizzando la realtà fisica, sempre complessa, con un modello sufficientemente semplificato da consentire l'analisi del problema sulla base delle leggi della Meccanica, e con i familiari procedimenti analitici o, sempre più spesso, numerici.

Il passaggio dalla realtà fisica al modello, in molti casi, è talmente introiettato da risultare quasi inconsapevole. Si pensi, ad esempio, al progetto della intelaiatura in cemento armato di un edificio: essa viene automaticamente assimilata ad un sistema di aste elastiche mutuamente connesse con geometria, vincoli, condizioni di carico ben definite e per alcuni aspetti prescritte da disposizioni normative. I relativi metodi di analisi sono altrettanto ben definiti e ormai da tempo codificati in algoritmi di calcolo automatico assai efficienti e diffusi.

In altri casi, il passaggio dalla realtà al modello è meno immediato. Nei problemi di Ingegneria Geotecnica, ad esempio, per la formulazione di un modello che rappresenti in modo esauriente il problema di progetto occorre considerare la geometria tridimensionale, il comportamento e le proprietà assai varie dei terreni presenti, il regime delle acque sotterranee, le condizioni di contorno in termini di forze, spostamenti, pressioni idriche, condizioni di drenaggio. Sono necessarie approfondite indagini, attenta riflessione ed adeguata esperienza. In altri termini, è richiesta una buona dose di "arte".

Con questo, non si vuol certo concludere che gli ingegneri geotecnici sono artisti; piuttosto, per molti aspetti, essi sono assimilabili ad artigiani, e come gli artigiani hanno bisogno di affiancare ad una solida conoscenza dei fondamenti teorici una ampia e varia esperienza.

Questo non deve spaventare i colleghi alle prime armi; in-

fatti ci si può formare anche attraverso lo studio delle esperienze altrui, oggettivate con osservazioni e misure, sintetizzate e rese disponibili con la pubblicazione. Non mancano, nell'Ingegneria Geotecnica, esempi ben chiari: lo studio dei pendii in frana, gli effetti dei cedimenti differenziali su di una struttura ed i relativi criteri di previsione e di accettabilità, la previsione dei cedimenti per fondazioni su terreni incoerenti sono alcuni dei problemi per i quali solo la raccolta e la sistematica elaborazione di esperienze in vera grandezza (verrebbe fatto di dire, almeno in alcuni casi, *in corpore vili*) ha consentito un significativo progresso delle conoscenze ed un soddisfacente livello di progettazione.

Per i pali di fondazione, a tutto ciò si aggiunge l'influenza dei fattori tecnologici. Il comportamento di un palo (e cioè il suo carico di rottura ed i cedimenti sotto il carico di esercizio) è condizionato in modo assai marcato dal procedimento costruttivo prescelto in rapporto al terreno attraversato, e talvolta da dettagli esecutivi assai minuti.

La sperimentazione in vera grandezza è quindi spesso irrinunciabile; le prove di carico, per il collaudo o in fase di progetto, fanno parte della pratica quotidiana degli ingegneri civili. Eppure, è incredibile quanto spesso tali prove siano eseguite in modo sommario, con attrezzature e procedure inadeguate e senza una chiara comprensione delle loro finalità; ciò comporta un grave spreco di risorse ed il rischio che queste preziose esperienze finiscano con l'essere considerate alla stregua di un fastidioso adempimento burocratico.

La pubblicazione di questa monografia, dedicata appunto alle prove di carico su pali, ci sembra dunque molto utile e tempestiva. Alessandro Mandolini, che ne è l'autore, collabora da tempo a ricerche sui pali di fondazione in corso presso l'Università degli Studi di Napoli "Federico II", ed in questo ambito ha maturato un'ampia e varia esperienza; le sue indicazioni sono quindi frutto

di una conoscenza di prima mano.

Questo volumetto inaugura una serie dedicata ai problemi di Ingegneria Geotecnica.

La forma scelta dall'Editore è quella di monografie agili, dedicate ad argomenti specifici con spiccato orientamento applicativo, ma senza in alcun modo sacrificare il rigore della trattazione. Loro finalità è quella di fornire agli operatori utili strumenti di lavoro nella pratica quotidiana.

Ai Lettori il giudizio sulla riuscita dell'iniziativa!

Napoli, luglio 1995

Carlo Viggiani

ALESSANDRO MANDOLINI

PROVE DI CARICO  
SU PALI DI  
FONDAZIONE

## 1. GENERALITÀ

Il comportamento di un palo di fondazione (e quindi il suo carico di rottura, il cedimento sotto il carico di esercizio, etc.) è influenzato in maniera determinante dalla tecnologia esecutiva (palo battuto prefabbricato, palo battuto gettato in opera, palo trivellato, etc.) in relazione alla natura ed alle caratteristiche dei terreni attraversati [VIGLIANI, 1989]. Il progetto di un palo è quindi in gran parte basato su dati sperimentali provenienti da prove di carico su pali relative alle specifiche condizioni in esame.

All'atto della costruzione di una palificata, inoltre, assumono grande rilievo una serie di fattori in gran parte casuali. Fra questi la variabilità dei terreni nell'ambito delle dimensioni dell'opera in progetto ed il verificarsi di difetti, o comunque di variazioni, in un certo numero di pali per effetto di difficoltà o comunque difformità esecutive.

L'importanza di questi fattori, e la significatività delle conseguenze che ne derivano sul comportamento dei pali, sono legate ad altri fattori difficilmente controllabili, quali la qualificazione e la scrupolosità degli operatori.

Sia nei riguardi del progetto, quindi, sia per gli aspetti esecutivi, appaiono indispensabili sistematici controlli.

Fra i metodi di controllo dei pali di fondazione, le prove di carico rivestono un ruolo di primo piano. E' a questo tipo di indagine sperimentale che è dedicato il presente lavoro.

Un primo tipo di prova è la prova di progetto o pilota, che viene normalmente spinta a rottura o ad un carico massimo di prova pari ad almeno tre volte il carico di esercizio. La prova di progetto è quindi una prova distruttiva, e deve essere eseguita su un palo appositamente realizzato, non appartenente alla palificata in progetto e detto, appunto, palo pilota.

La finalità della prova è quella di determinare il carico limite del palo e di studiarne la curva carico-cedimento; se il palo è opportunamente strumentato, la prova consente lo studio separato della resistenza laterale, della resistenza alla punta e delle relative funzioni di trasferimento.

La prova di collaudo, al contrario, viene eseguita su pali scelti a caso nell'ambito della palificata, durante o dopo la costruzione di quest'ultima. La prova non può essere distruttiva, e quindi il carico di prova viene limitato ad 1,5 o al massimo 2 volte il carico di esercizio previsto per il palo. Viene eseguita su di un numero di pali pari all'1÷2% del totale, e comunque su almeno due pali; il numero delle prove e le loro modalità devono essere precisati nel contratto di appalto.

La finalità delle prove di collaudo è essenzialmente quella di controllare la corretta esecuzione e quindi la buona riuscita del palo, nonché di verificare che non vi sia eccessiva disomogeneità di comportamento tra i vari pali di una palificata; in linea secondaria, attraverso opportune estrapolazioni, le prove di controllo possono fornire indicazioni sul coefficiente di sicurezza del palo.

Per molti aspetti (apparecchiature e tecniche di prova, strumentazione) i due tipi di prova non presentano significative differenze; pertanto nel seguito non verrà fatta alcuna distinzione tra l'una e l'altra prova.

In generale occorre tener presente i seguenti elementi:

- per le prove di progetto le modalità esecutive del palo pilota devono essere le stesse previste per i pali della palificata, in modo che i risultati della prova siano significativi. Per lo stesso motivo il palo pilota deve essere ubicato nell'ambito o nelle immediate adiacenze della palificata;

- le prove di progetto debbono essere eseguite in prossimità di sondaggi e/o prove in sito, in modo che i relativi risultati siano riferiti ad una precisa situazione stratigrafica;
- i pali da sottoporre a prova di collaudo devono essere scelti dopo la costruzione, in modo da evitare che vengano realizzati con cura particolare e da indurre l'esecutore ad esplicare per tutti i pali la massima cura;
- i pali battuti in terreni coesivi non devono essere sottoposti a prova prima che siano sostanzialmente dissipate le sovrappressioni neutre indotte dalla battitura. L'intervallo di tempo necessario a tal fine è compreso fra alcune settimane ed alcuni mesi, a seconda della natura del terreno entro il quale il palo è stato realizzato.

## 2. ATTREZZATURE DI PROVA

### 2.1. Applicazioni dei carichi

Il carico viene applicato al palo con un martinetto idraulico azionato da una pompa a mano (generalmente per carichi fino ad un massimo di 3 MN) o a motore. Per appoggiare il martinetto, si costruisce in testa al palo un dado in cemento armato, la cui faccia superiore viene accuratamente spianata; per i pali di grande diametro è sufficiente spianare la base superiore, arricchendo l'armatura di cerchiaggio all'estremità superiore del palo e/o cerchiando il palo con uno spezzone di tubo metallico per il contenimento laterale. Fra il martinetto ed il palo si interpone una piastra di acciaio con spessore generalmente compreso tra 1 e 2 centimetri. Per i carichi più elevati è talvolta necessario disporre più di un martinetto; in questo caso è buona norma evitare di usarne due, ma ricorrere alla disposizione a tre martinetti, molto più stabile. Martinetti con fondo scala fino a 5 MN possono essere in genere reperiti senza difficoltà; più rari sono quelli da 10 MN ed oltre.

La corsa del pistone deve essere sufficiente ad evitare interruzioni della prova e successive riprese previa l'interposizione di spessori; per le prove pilota, quindi, il martinetto deve avere una corsa pari ad almeno il 20÷25% del diametro del palo (come si vedrà, infatti, si definisce convenzionalmente il carico di rottura di un palo come quel carico in corrispondenza del quale si raggiunge un cedimento pari al 10% del diametro del palo stesso per i pali battuti, al 25% del diametro per i pali trivellati).

Per prove di lunga durata, inoltre, è utile che il sistema oleodinamico sia munito di un automatismo che mantenga costante il carico applicato man mano che si sviluppa il cedimento.

Il martinetto può trovare contrasto contro una zavorra (*fig.*

2.1.1), realizzata con una orditura di travi principali in acciaio su cui poggia una piattaforma di putrelle d'acciaio (orditura secondaria), poggiante a sua volta su sostegni laterali realizzati con castelle di travi di legno o con blocchi di calcestruzzo; sulla piattaforma si dispone poi una zavorra costituita da una catasta di blocchi di calcestruzzo, lingotti di ghisa o qualsiasi altro materiale disponibile in cantiere.

L'intero sistema deve essere accuratamente dimensionato, disposto in maniera tale da evitare la possibilità di movimenti relativi tra i vari elementi e con baricentro più possibile prossimo all'asse del palo; inoltre, per evitare problemi di instabilità del sistema di contrasto, è preferibile che il suo peso totale ecceda almeno del 10% il massimo carico di prova previsto.

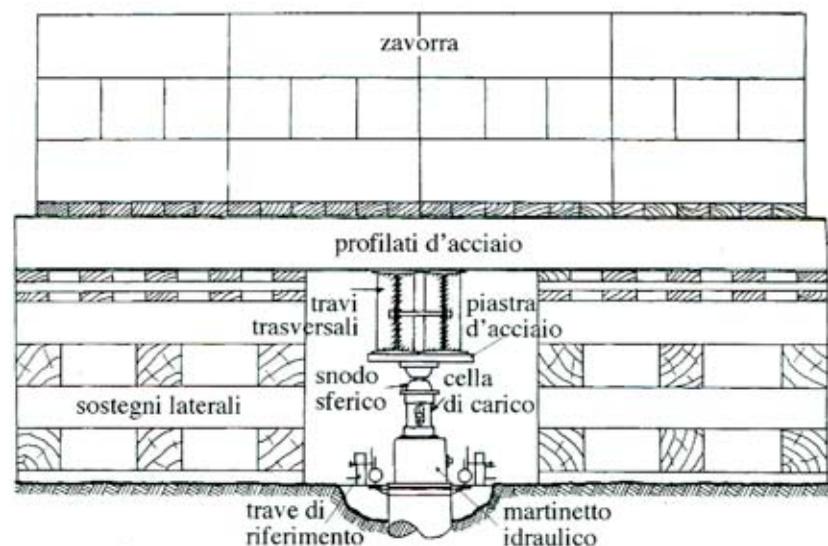


Fig. 2.1.1 Schema di una prova di carico con zavorra

L'area di base dei sostegni laterali deve essere sufficientemente

ampia da evitare problemi di carico limite in presenza di terreni in superficie particolarmente scadenti. Inoltre tali sostegni devono essere disposti ad una distanza dal palo di prova di almeno 3+4 volte il diametro del palo stesso (e comunque non minore di 1,5 m), allo scopo di limitare le interferenze; tale distanza determina la lunghezza delle travi di acciaio secondarie che formano la piattaforma sulla quale viene disposta la zavorra.

In alternativa al sistema con zavorra il martinetto può contrastare contro una trave ancorata a due o più pali di ancoraggio che lavorano a trazione (fig. 2.1.2).

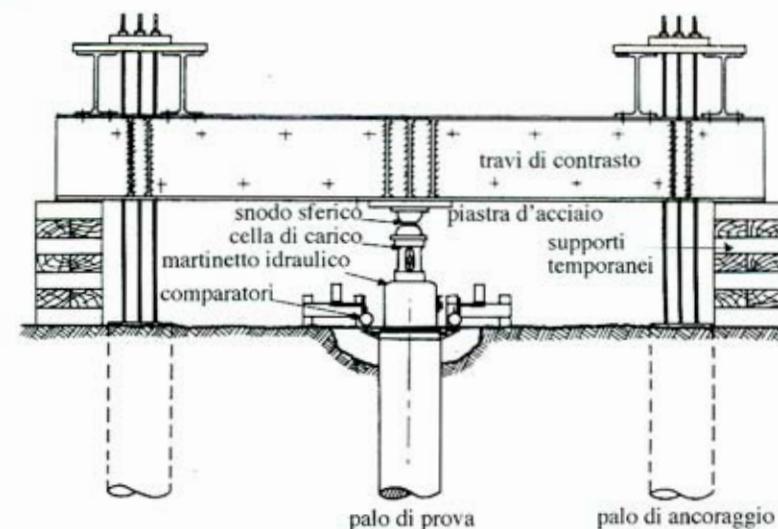


Fig. 2.1.2. Schema di una prova di carico con trave di contrasto e pali di ancoraggio.

In questo caso è importante che la distanza tra i pali sia tale da limitare i fenomeni di interazione tra i pali di ancoraggio e quello di prova. L'interazione, infatti, determina una riduzione del cedimento misurato sotto il generico carico applicato e comporta una sovrastima delle capacità del palo di prova. Poiché il fenomeno dipende dalle proprietà meccaniche dei terreni e dei pali nonché

dalla geometria degli stessi, il problema andrebbe studiato caso per caso; in genere si può ritenere accettabile una distanza tra il palo di prova ed i pali di ancoraggio non minore di 4 volte il diametro dello stesso palo di prova (e comunque non inferiore a 2 m). La configurazione del martinetto e della trave di contrasto può essere adattata per eseguire prove a trazione (fig. 2.1.3).

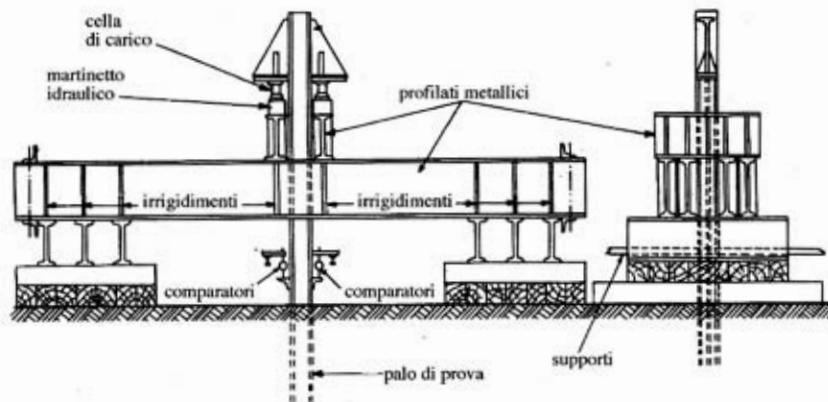


Fig. 2.1.3. Schema di una prova di carico a trazione.

La scelta dell'uno o dell'altro dispositivo di reazione discende da considerazioni di natura assai varia.

Ad esempio, laddove vi sia carenza di spazio, si rivela in genere più vantaggioso lo schema con pali di ancoraggio e travi di contrasto; tale scelta può invece essere ostacolata da una scarsa capacità degli stessi pali di resistere per solo attrito laterale ai massimi carichi agenti durante la prova. Inoltre, laddove si preveda l'esecuzione di un gran numero di prove, potrebbe essere vantaggioso adottare un sistema con zavorra da utilizzare ripetute volte.

## 2.2. Misura del carico

Il carico viene generalmente misurato determinando la pressione dell'olio nel circuito oleodinamico, mediante un manometro posto sul circuito in prossimità del martinetto, e moltiplicandola per l'area del pistone del martinetto. Per quanto precisa possa essere la misura di pressione (si ricorda in tal senso che il manometro deve essere corredato da un certificato di taratura rilasciato da un laboratorio ufficiale in data anteriore alla data di prova di non oltre tre mesi), il valore del carico che se ne deduce è comunque affetto dagli attriti fra cilindro e pistone del martinetto, che producono errori di segno opposto e di entità diversa in fase di carico e scarico (fig. 2.2.1), e che dipendono in maniera del tutto casuale da fattori quali l'usura del martinetto, la non perfetta centratura del carico, etc.

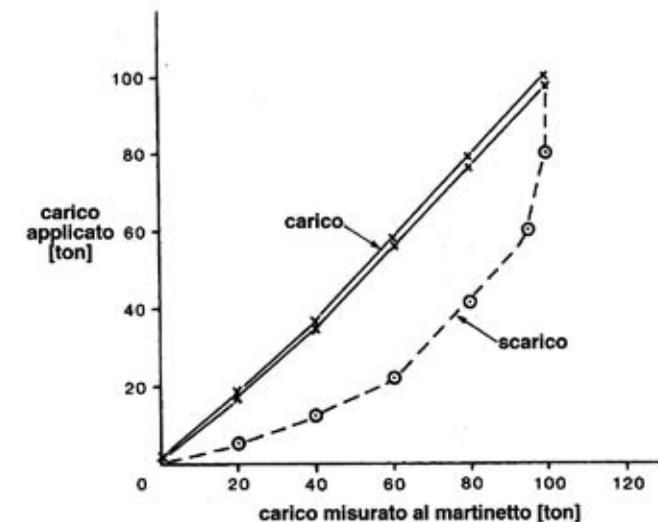


Fig. 2.2.1. Relazione tra il carico dedotto dalla misura della pressione nel circuito idraulico del martinetto e carico misurato con cella dinamometrica (tratta da FLEMING *et al.*, 1992).

Per tale motivo è di gran lunga preferibile (addirittura dovrebbe essere considerato obbligatorio) effettuare una misura indipendente del carico a mezzo di un adatto dinamometro da interporre tra martinetto e struttura di contrasto. Tra i tipi di dinamometro disponibili vanno citati:

- celle di carico idrauliche  
(massimo carico  $\leq 5$  MN; accuratezza =  $\pm 1\%$ );
- colonne di carico  
(massimo carico  $\leq 10$  MN; accuratezza =  $\pm 1\%$ );
- anelli dinamometrici  
(massimo carico  $\leq 2$  MN; accuratezza =  $\pm 0,5\%$ );
- celle di carico a strain gages  
(massimo carico  $\leq 10$  MN; accuratezza =  $\pm 0,5\%$ ).

Le celle di carico idrauliche sono costituite da cilindri in acciaio con elevato rapporto tra diametro ed altezza, riempiti di olio e perfettamente stagni; la misura di carico si riduce ad una misura della pressione dell'olio, che viene effettuata con trasduttori di pressione di notevole precisione ed accuratezza.

Le colonne di carico sono piccoli elementi cilindrici di acciaio o alluminio la cui deformazione assiale viene rilevata mediante comparatori di elevata risoluzione; per migliorare la sensibilità dello strumento, i cilindri sono resi cavi all'interno in maniera tale da aumentarne la deformabilità a parità di carico applicato.

Gli anelli dinamometrici sono realizzati con acciai ad alta resistenza; le deformazioni dell'anello vengono misurate mediante un comparatore di elevata risoluzione o un trasduttore di spostamento; la misura risulta poco influenzata da eventuali escursio-

ni termiche.

Le celle di carico a strain gages sono anche esse costituite da elementi metallici elastici le cui deformazioni per effetto dei carichi vengono rilevate tramite sensori di tipo resistivo o a corda vibrante; esse sono completamente protette all'esterno e auto-compensate nei riguardi della temperatura; in alcuni casi sono fornite di snodo sferico per assicurare l'assialità del carico. Si tratta di strumenti molto robusti, affidabili (anche in condizioni di cantiere) e disponibili con elevato fondo scala.

### 2.3. Misura degli spostamenti della estremità superiore del palo

La misura degli abbassamenti della testa del palo viene generalmente eseguita mediante comparatori centesimali con risoluzione di 0,01 mm interposti tra la testa del palo ed apposite travi portamicrometri (normalmente due, tra di loro parallele) poggianti sul terreno tramite supporti sufficientemente lontani dal palo di prova e dai sostegni laterali della zavorra o dai pali di ancoraggio (cfr. figg. 2.1.1 e 2.1.2).

I supporti devono essere saldamente infissi nel terreno ad una distanza dal palo di prova pari almeno a 3 volte il diametro del palo stesso (e comunque non inferiore a 3 m).

Le travi portamicrometri dovranno essere dotate di elevata rigidità flessionale, avere un estremo libero di scorrere per consentire la dilatazione termica, essere schermate dai raggi solari. E' consigliabile controllare l'adeguatezza del dispositivo eseguendo una serie di almeno 12 letture ai comparatori, ad intervalli di un'ora, con palo scarico e zavorra già installata.

I comparatori devono essere almeno in numero di tre, onde rilevare eventuali rotazioni della testa del palo; devono avere una corsa non minore di 50 mm ed essere facilmente riposizionabili.

In alternativa ai comparatori centesimali, possono essere uti-

lizzati trasduttori di spostamento (LVDT o trasduttori potenziometrici) con uguale risoluzione; questi consentono l'acquisizione automatica dei dati su supporto cartaceo o magnetico. Onde evitare il rischio di perdere i dati nel caso in cui uno o più dei trasduttori vadano fuori uso durante la prova, è buona norma montare e leggere in ogni caso anche dei comparatori che, in quanto meccanici, appaiano sicuramente più affidabili.

Per evitare che cause accidentali (ad es.: movimenti delle travi di riferimento dovute al vento o all'incauto gesto di qualche operatore) possano compromettere il buon esito delle misure di spostamento, è opportuno prevedere una misura completamente indipendente quale quella mediante livellazione ottica di precisione.

A tal fine si impiega un livello di precisione dotato di lamine pianparallele. Esso deve essere posizionato ad una decina di metri di distanza dal palo e preventivamente quotato rispetto ad un punto fisso opportunamente scelto. Si procede poi al posizionamento di tre righelli graduati (possibilmente in materiale con basso coefficiente di dilatazione termica, quale l'invar) solidali al palo stesso e facilmente traguadabili dal punto in cui è posto il livello. E' opportuno che durante il corso della prova si eseguano periodici controlli della quota dello strumento e, se possibile, anche di quella delle travi portamicrometro, al fine di evitare che la misura risulti influenzata da fattori esterni. La livellazione di precisione non ha una grande sensibilità (la risoluzione è di 0,1 mm), ma in compenso è estremamente affidabile e non è soggetta ad errori per cause accidentali.

#### 2.4. Misure lungo il fusto del palo

Oltre alle misure del carico applicato e dello spostamento verticale della sommità del palo, è possibile eseguire misure di

spostamenti e/o deformazioni a diverse profondità lungo il fusto del palo. Misure di questo tipo consentono di ottenere informazioni sullo sviluppo delle resistenze alla punta e laterale, e pertanto accrescono significativamente l'utilità delle prove di carico, specialmente di quelle di progetto. E' opportuno quindi eseguirle ogni volta che ciò sia possibile, per quanto si tratti di misure delicate e relativamente costose.

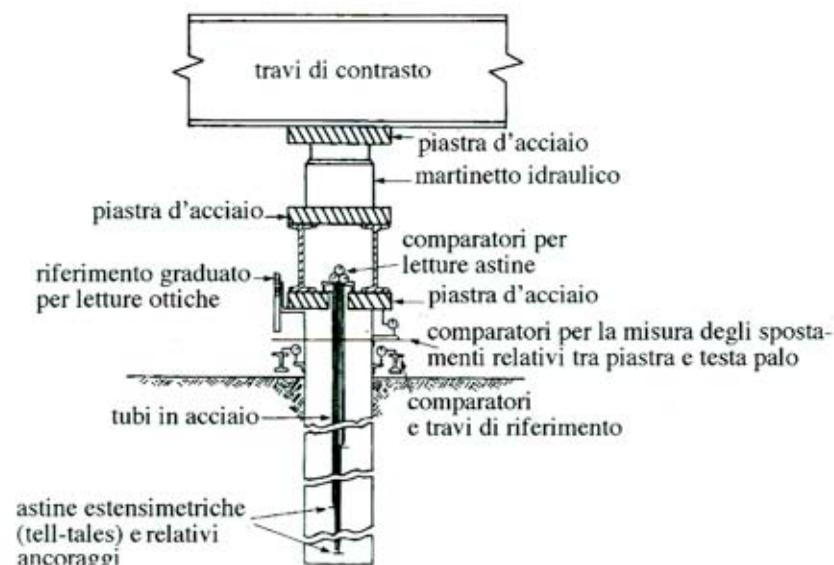


Fig. 2.4.1. Schema della disposizione di astine estensimetriche (tell-tales) per la misura degli spostamenti di punti del fusto del palo.

Le misure di spostamenti in profondità vengono effettuate tramite astine estensimetriche (tell-tales), disposte all'interno di tubi ed ancorate a varie profondità nel calcestruzzo del fusto del palo (fig. 2.4.1). E' buona norma disporre sempre una astina in prossimità della base del palo. La deformazione unitaria media della porzione di palo compresa fra i punti di ancoraggio di due

astine viene ottenuta dalla differenza degli spostamenti misurati alle due astine, divisa per la distanza tra le sezioni di ancoraggio.

Alternativamente possono essere eseguite misure dirette della deformazione, puntuale o media in un tratto.

Nel primo caso (misure puntuali della deformazione assiale in una sezione) si adottano estensimetri da calcestruzzo o barrette estensimetriche a strain gages o a corda vibrante. Le barrette vengono collegate alla gabbia di armatura del palo e quindi annegate nel getto di calcestruzzo, consentendo la misura delle deformazioni in un numero discreto di sezioni di misura (fig. 2.4.2).

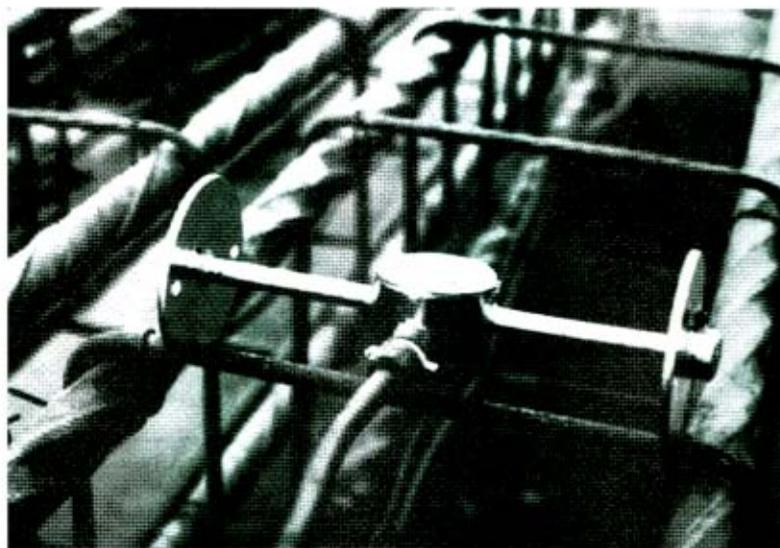


Fig. 2.4.2. Barrette estensimetriche a corda vibrante per la misura della deformazione  $\epsilon_z$  in sezioni strumentate nel fusto del palo.

In ciascuna sezione sarebbe sufficiente disporre due sensori in posizione diametralmente opposta; poiché però molto spesso capita che durante il getto alcuni sensori vengano irrimediabilmente danneggiati, è buona norma disporre in ogni sezione almeno quat-

tro, all'estremità di due diametri mutuamente ortogonali.

Nel secondo caso (misure della deformazione media in un tratto di palo) si può adottare uno strumento messo a punto di recente presso il Laboratoire Central des Ponts et Chaussées di Parigi [BUSTAMANTE *et al.*, 1990]: il multiestensimetro a nastro recuperabile (fig. 2.4.3).

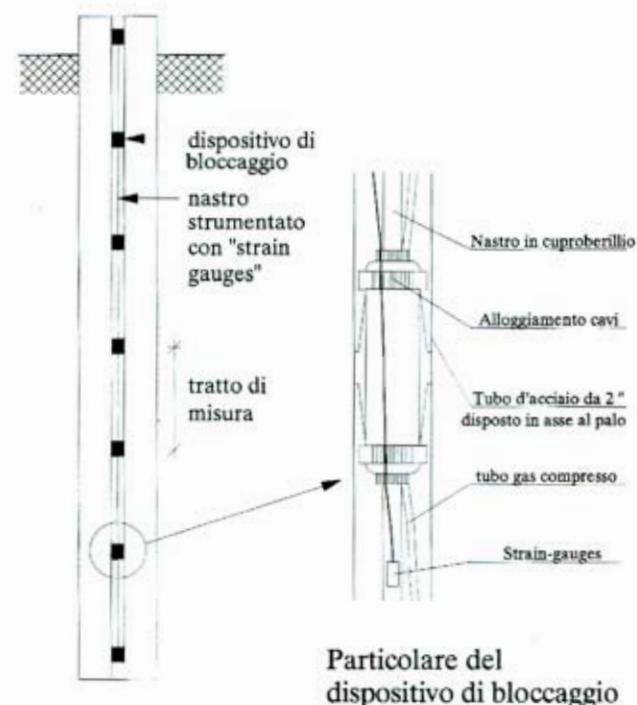


Fig. 2.4.3. Schema del multiestensimetro a nastro mod. EX89 e particolare del dispositivo di bloccaggio.

Esso consiste essenzialmente in una successione di nastri metallici realizzati con una lega di rame e berillio, dotata di un basso modulo di elasticità e di un elevato valore del limite elastico. Alle estremità di ciascun tratto di nastro si trovano due

dispositivi di bloccaggio espandibili a mezzo di un gas in pressione; al centro è invece incollato un estensimetro a strain gage. Lo strumento viene assemblato a terra, con i dispositivi di bloccaggio nelle posizioni desiderate e raccogliendo i cavi degli estensimetri ed i tubicini flessibili che portano il gas in pressione ai dispositivi di bloccaggio. Nel fusto del palo (preferibilmente in asse) viene predisposto un tubo metallico del diametro di 50 mm, con manicotti esterni; i manicotti ed il tappo di fondo sono stagni, in modo che l'interno del tubo rimanga asciutto. Lo strumento preassemblato viene calato nel tubo, e viene espanso il dispositivo di bloccaggio più profondo; lo strumento viene poi preteso, per evitare che durante la prova l'instabilità assiale del nastro comprometta le misure. Una volta terminata questa operazione, tutti i rimanenti dispositivi di bloccaggio vengono espansi contemporaneamente, rendendo lo strumento solidale al tubo e, quindi, al palo.

Per il modo in cui è realizzato lo strumento, la misura di deformazione ad uno degli estensimetri ha il significato di deformazione media del tratto di palo compreso tra due successivi dispositivi di bloccaggio.

I vantaggi di questa configurazione rispetto a quelle possibili con gli strumenti della prima categoria possono essere così riassunti:

- possibilità di installare la strumentazione a palo completamente realizzato, con conseguente diminuzione del rischio di danneggiamenti connessi alle operazioni di getto;
- possibilità di verificare il funzionamento dei sensori all'atto dell'installazione;
- possibilità di recuperare completamente lo strumento al termine della prova.

### 3. MODALITÀ DI PROVA

Le modalità che possono essere adottate per la conduzione di una prova di carico sono molteplici, e si differenziano per la sequenza e la rapidità di applicazione dei carichi. Possono essere distinte in:

- prove a carico controllato;
- prove a deformazione controllata.

Nella prima categoria rientra la procedura più frequentemente utilizzata, con incrementi di carico successivi applicati al palo e mantenuti costanti per un periodo più o meno lungo (*Maintained Load, ML*).

Della seconda categoria, invece, fanno parte quelle procedure per le quali il palo è costretto a penetrare nel terreno ad una assegnata velocità di movimento (*Constant Rate of Penetration, CRP*).

A queste va aggiunta una terza categoria di procedura (*Incremental Equilibrium Method, IEM*), meno utilizzata delle precedenti. Essa è essenzialmente derivata dalla prima e consiste nella successiva applicazione di incrementi di carico, che vengono mantenuti costanti per un certo periodo di tempo. Dopo tale periodo (generalmente dell'ordine di 30') viene chiuso il circuito idraulico del martinetto e quindi si verifica una riduzione del carico totale applicato, per effetto degli spostamenti del palo, fino a che non viene raggiunta una condizione di equilibrio nella quale non si verificano ulteriori spostamenti ed il carico assume un valore un po' minore di quello inizialmente applicato.

Nel nostro Paese la procedura più utilizzata è la ML. Essa, come si è detto, consiste nell'applicare il carico ad incrementi di-

screti ognuno dei quali viene mantenuto costante per un certo tempo mentre si misurano i cedimenti.

Ciascun incremento di carico può essere dell'ordine del 25% del carico di esercizio, o minore; in tal modo si ottengono almeno 6 incrementi di carico in una prova di collaudo, e 12 in una prova pilota. Questo consente una definizione sufficientemente accurata della curva carico-cedimento e del carico limite.

La durata di ciascun incremento può essere fissata con il criterio di attendere l'esaurimento del cedimento; in pratica il cedimento si considera convenzionalmente esaurito quando l'incremento di cedimento in 20' non superi 0,01 mm per i pali di piccolo diametro; 0,02 mm per quelli di medio diametro e 0,03 per quelli di grande diametro<sup>1</sup>. Le misure dei cedimenti vengono fatte ai seguenti tempi, contati a partire dall'applicazione dell'incremento di carico: 2'; 5'; 10'; 20' e poi ad intervalli regolari di 20'.

Alternativamente si potrà prefissare la durata di ciascun incremento; nell'esperienza dello scrivente incrementi di durata costante (compresa tra 30' e 60'), molto più semplici e vantaggiosi in pratica, producono una curva carico-cedimento regolare e non distinguibile da quella che si ottiene con la precedente procedura.

Se lo si desidera, si potrà prolungare la permanenza del palo sotto un carico corrispondente al carico di esercizio e/o al massimo carico di prova. A giudizio dello scrivente, però, questa pratica non fornisce significative informazioni sulle deformazioni differite della palificata, che dipendono principalmente da una eventuale deformazione differita per consolidazione di strati profondi, e produce un'alterazione della curva carico-cedimento che rende più difficile l'interpretazione della prova. Si ritiene pertanto che essa possa essere abbandonata.

<sup>1</sup> Si rammenta che si intende per pali di piccolo diametro quelli aventi  $d \leq 25$  cm; pali di medio diametro quelli aventi  $30 \text{ cm} \leq d \leq 60$  cm; pali di grande diametro quelli aventi  $d \geq 80$  cm.

Talvolta vengono eseguiti cicli di scarico e ricarico, onde determinare le aliquote reversibile ed irreversibile del cedimento ai vari livelli di carico. In effetti, l'applicazione di carichi ciclici tende a modificare le modalità di comportamento del palo impegnando l'attrito laterale in zone del fusto via via più profonde; pertanto anche questa pratica è giustificata solo per quelle opere dove siano previsti significativi carichi ciclici.

Per le prove pilota, è opportuno che si raggiunga il massimo cedimento possibile anche dopo che si è verificata la rottura, ed è comunque necessario rilevare la curva di scarico.

## **4. RACCOLTA DEI DATI E PRESENTAZIONE DEI RISULTATI**

### **4.1. Raccolta dei dati**

Per la corretta interpretazione di una prova di carico é necessario in primo luogo raccogliere alcuni elementi che consentano la caratterizzazione del palo di prova e del terreno entro il quale esso é stato realizzato.

Nel caso di pali battuti è necessario conoscere le caratteristiche della macchina operante (potenza, energia di impatto, caratteristiche delle cuffie di protezione, etc.) ed il profilo di battitura del palo (numero di colpi per l'avanzamento alle successive profondità).

Nel caso di pali trivellati, invece, é utile registrare le informazioni concernenti le procedure di esecuzione, le proprietà dei fanghi bentonitici per la stabilizzazione del foro (se utilizzati), le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impiegato, le date di esecuzione del foro e successivamente del getto. E' inoltre della massima importanza registrare i volumi di calcestruzzo impiegati, dai quali é possibile risalire all'area della sezione del palo alle varie profondità.

Risulta inoltre utile annotare tutti quei particolari che possono in qualche modo concorrere alla successiva interpretazione delle misure da effettuarsi durante il corso della prova, il cui numero e la cui precisione dipendono essenzialmente dalla complessità della stessa e dagli obiettivi che ci si è proposti.

Nel caso (più semplice) in cui l'obiettivo sia semplicemente il rilievo della curva carico-cedimento, le informazioni da raccogliere a tempi prefissati (anche se non necessariamente coincidenti) sono:

- tempo;
- pressione dell'olio nel martinetto;
- carico applicato;
- spostamenti misurati ai comparatori.

A queste sarebbe buona norma aggiungere:

- spostamenti misurati tramite livello di precisione;
- posizione delle travi di riferimento;
- quota del livello rispetto ad un punto fisso;
- temperatura ambientale.

Laddove il palo risulti strumentato per la valutazione della distribuzione dei carichi con la profondità, il numero di misure da effettuare (spostamenti e/o deformazioni ai vari sensori disposti nel palo) diviene significativamente maggiore.

#### **4.2. Presentazione dei risultati**

Tutte le informazioni concernenti la prova di carico devono trovare posto in una apposita relazione; in particolare esse possono essere così riassunte:

- dati relativi al palo sottoposto a prova;
- planimetrie e sezioni quotate dell'installazione di prova (struttura di contrasto, sostegni laterali o pali di ancoraggio, travi portamicrometri, martinetto, cella di carico, etc.);
- disposizione della strumentazione all'interno del palo (se presente);
- curva di taratura degli strumenti utilizzati;
- tabelle di dettaglio e riepilogative di tutte le misure effettuate;

- grafici che consentano l'immediata visualizzazione dei risultati della prova (curva carico-tempo, curva carico-cedimento, curve cedimento-tempo per ogni livello di carico, curva temperatura-tempo, etc.)

## 5. INTERPRETAZIONE DELLE MISURE

### 5.1. Pali non strumentati in profondità

Con riferimento ad una prova pilota, il dato più importante da dedurre dai risultati sperimentali è il valore  $Q_{lim}$  del carico per il quale si ha la rottura del complesso palo-terreno.

Se la curva presenta un massimo ben definito, la determinazione di  $Q_{lim}$  è ovvia; tuttavia, poiché la rottura alla punta di un palo ha sempre i caratteri di una rottura per punzonamento, ciò avviene di rado. E' quindi necessario individuare un criterio convenzionale di definizione del carico limite.

Il criterio più semplice e diffuso è quello che definisce convenzionalmente  $Q_{lim}$  come quel carico in corrispondenza del quale si raggiunge un determinato cedimento; in genere si assume questo cedimento pari al 10% del diametro del palo per i pali battuti, al 25% del diametro per i pali trivellati (fig. 5.1.1).

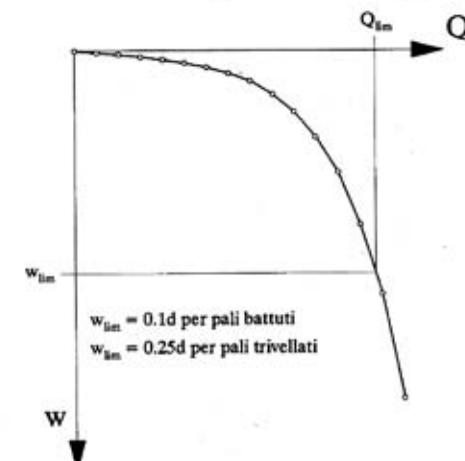


Fig. 5.1.1. Definizione del carico limite in funzione di un cedimento limite prefissato.

Un altro criterio abbastanza diffuso è quello che definisce  $Q_{lim}$  come quel carico in corrispondenza del quale l'abbassamento in testa vale  $2\delta$ , essendo  $\delta$  l'abbassamento osservato sotto un carico pari a  $0,9 \cdot Q_{lim}$  (fig. 5.1.2).

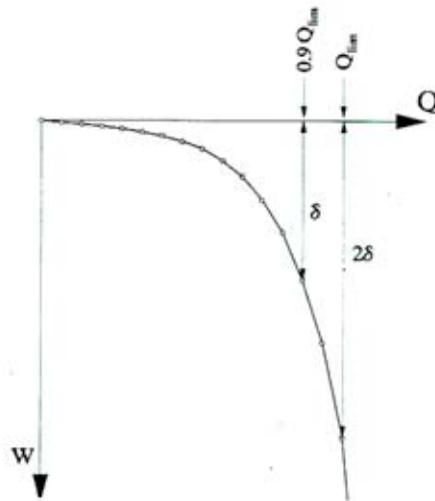


Fig. 5.1.2. Definizione convenzionale del carico limite in relazione alla non linearità della curva carico-cedimento.

Molto utile per l'interpretazione della prova è la cosiddetta tecnica di interpolazione iperbolica, consistente nell'interpolare la curva carico-cedimento con un'espressione analitica, ed in particolare con l'espressione di un'iperbole. Posto:

$$Q = \frac{w}{m + n \cdot w} \quad (5.1.1)$$

la (5.1.1) può risciversi nella forma:

$$\frac{w}{Q} = m + n \cdot w \quad (5.1.2)$$

Per determinare i parametri  $m$  ed  $n$  dell'iperbole, i punti sperimentali vengono riportati in un diagramma che ha sull'asse delle ascisse il cedimento  $w$  e sull'asse delle ordinate la flessibilità assiale del palo  $w/Q$ .

Se la curva carico-cedimento rilevata durante la prova è descritta in modo fedele dall'equazione dell'iperbole, in questo piano i punti sperimentali si dispongono su di una retta (fig. 5.1.3).

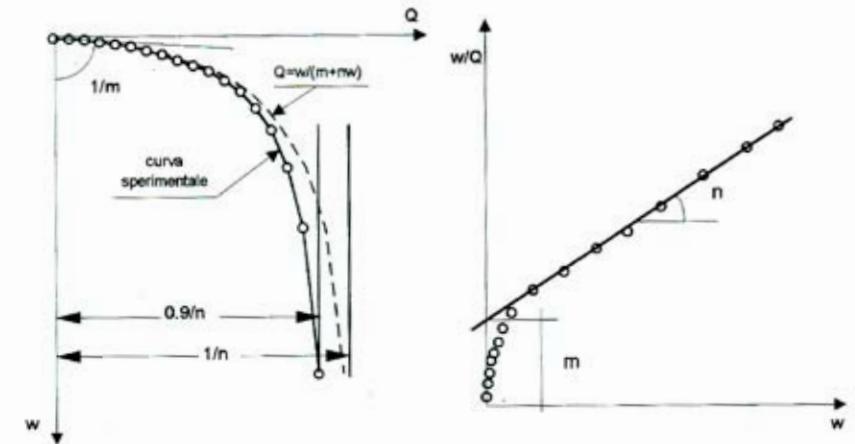


Fig. 5.1.3. Interpolazione della curva di carico-cedimento con un'iperbole.

L'intercetta di tale retta sull'asse delle ordinate rappresenta il valore di  $m$ , il suo coefficiente angolare il valore di  $n$ .

Noti  $m$  ed  $n$ , il carico  $Q_{lim}$  potrà essere ottenuto come:

$$Q_{lim} = \lim_{w \rightarrow \infty} Q = \lim_{w \rightarrow \infty} \frac{w}{m + n \cdot w} = \frac{1}{n} \quad (5.1.3)$$

In genere si ritiene che, in prossimità dell'asintoto, la (5.1.1) interpoli meglio i dati sperimentali se "tagliata" con una retta paral-

lela all'asse dei cedimenti in corrispondenza di un valore pari al 90% del valore asintotico; si assume quindi:

$$Q_{lim} = \frac{0.9}{n} \quad (5.1.4)$$

E' preferibile, però, utilizzare la (5.1.1) per calcolare il carico limite secondo una delle definizioni date in precedenza; ad esempio si potrà porre:

$$Q_{lim} = \frac{w_{lim}}{m + n \cdot w_{lim}} \quad (5.1.5)$$

con  $w_{lim} = 0.1 \cdot d$  nel caso di pali battuti e  $w_{lim} = 0.25 \cdot d$  nel caso di pali trivellati; oppure, ricorrendo al criterio di *fig. 5.1.2*, si ottiene:

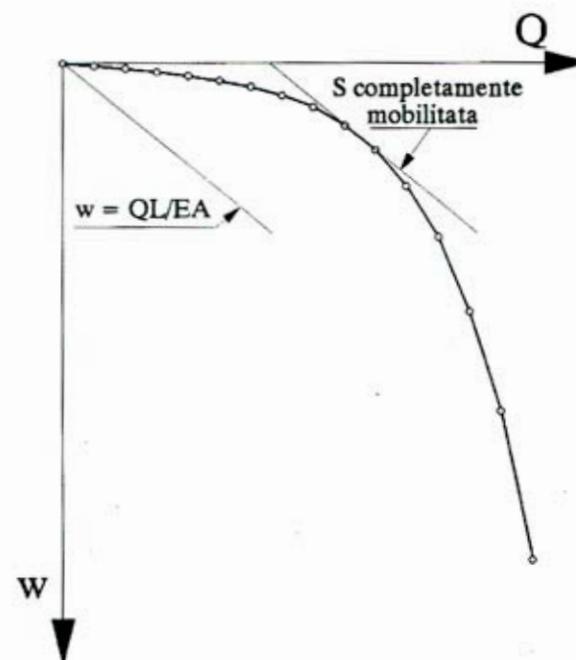
$$Q_{lim} = \frac{0.889}{n} \quad (5.1.6)$$

E' importante ricordare che la normativa italiana (D.M. 11.3.1988) consente di adottare un coefficiente di sicurezza pari a 2 (invece che a 2,5) qualora si disponga della determinazione diretta del carico limite ottenuta mediante prova di carico su palo pilota.

Ovviamente la (5.1.1) può essere utilizzata anche per l'interpretazione di una prova di carico che non giunga sino a rottura; essa rappresenta quindi una possibile tecnica per interpretare ed estrapolare i risultati di una prova di carico di collaudo, da utilizzare per una stima del carico limite e quindi del coefficiente di sicurezza. L'operazione, però, non è priva di incertezze e pertanto deve essere condotta con cautela.

Un'ultima informazione che è possibile estrarre da una cur-

va carico-cedimento è illustrata in *fig. 5.1.4*.



*Fig. 5.1.4.* Individuazione del carico per il quale può ritenersi completamente mobilitata la resistenza laterale.

Quando la curva diventa parallela alla retta di equazione:

$$w = \frac{Q \cdot L}{E \cdot A} \quad (5.1.7)$$

che rappresenta l'accorciamento elastico di un palo sotto un carico  $Q$  costante per tutta la sua lunghezza  $L$  ( $EA$  = rigidezza assiale del palo), si può dire con buona approssimazione che è stata mobilitata la resistenza laterale del palo.

Continuando ad utilizzare l'espressione analitica dell'iperbole (5.1.1), ciò avviene in corrispondenza di un carico:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{m \cdot E \cdot A}{L}} \right) \quad (5.1.8)$$

## 5.2. Pali strumentati in profondità

Indipendentemente dalla tipologia dello strumento, la determinazione della distribuzione dei carichi lungo il fusto del palo risulta notevolmente influenzata dalla rigidità assiale del palo. Ne consegue che la conoscenza della esatta geometria della sezione con la profondità (specialmente per pali gettati in opera) così come del modulo di elasticità normale del materiale di cui è costituito il palo e della sua legge di variazione con il livello di carico applicato, possono risultare determinanti ai fini di una corretta interpretazione delle misure.

Per quanto riguarda la geometria del palo, si è già detto della necessità di raccogliere alcuni dati durante le fasi del getto (ad es.: volume di calcestruzzo assorbito per ogni metro di palo realizzato).

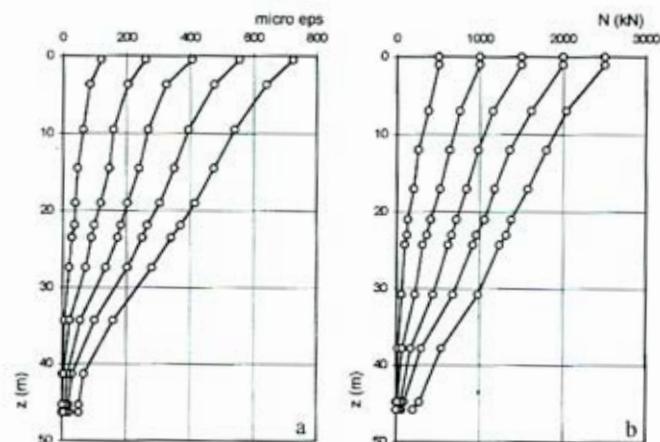
Per quanto concerne il modulo di Young, è consigliabile posizionare uno o più sensori per la misura delle deformazioni in prossimità dell'estremità superiore del palo, in posizione tale che si possano trascurare le azioni tangenziali del terreno e quindi considerare lo sforzo normale agente noto ed uguale al carico applicato alla sommità del palo.

Dal rapporto tra carico esterno  $Q$  (noto) e deformazione misurata si può quindi risalire al valore corrente del modulo  $E$  del palo.

Poiché le misure che più di frequente vengono eseguite in

profondità sono quelle relative alle deformazioni che il palo subisce durante la prova di carico, nel seguito ci si soffermerà principalmente su di esse.

Nella *fig. 5.2.1-a* è riportato un tipico andamento delle deformazioni verticali  $\varepsilon_z$  con la profondità  $z$  a partire dalla testa del palo. Nel primo tratto, come si è detto, viene generalmente assunto  $\varepsilon_z = \text{cost}$  (ipotesi 1), il che equivale ad ipotizzare che non vi sia trasferimento di carico dal palo al terreno circostante per attrito lungo la superficie laterale; tale assunzione è generalmente prossima alla realtà, specialmente in quei casi per cui i terreni superficiali sono particolarmente scadenti.



*Fig. 5.2.1.* Risultati di una prova di carico su palo strumentato:  
a) distribuzione delle deformazioni assiali del fusto del palo ( $1\mu\epsilon = 10^{-4}\%$ );  
b) andamento dello sforzo normale nel palo con la profondità

Assumendo inoltre che il materiale di cui è costituito il palo abbia modulo di Young  $E$  costante con la profondità ed al variare del carico applicato  $Q$  (ipotesi 2), il diagramma degli sforzi normali ( $N_z = \varepsilon_z EA$ ) con la profondità risulta affine al precedente (*fig. 5.2.1-b*).

Per non ricorrere alle due ipotesi menzionate, si potrebbe

pensare di predisporre una sezione di misura in un tratto di palo fuori terra appositamente realizzato. In tal caso si è certi che in tale tratto  $N_z = \text{cost} = Q$ , ed inoltre è possibile derivare una legge di variazione del modulo  $E$  con il livello di deformazione raggiunto (fig. 5.2.2)

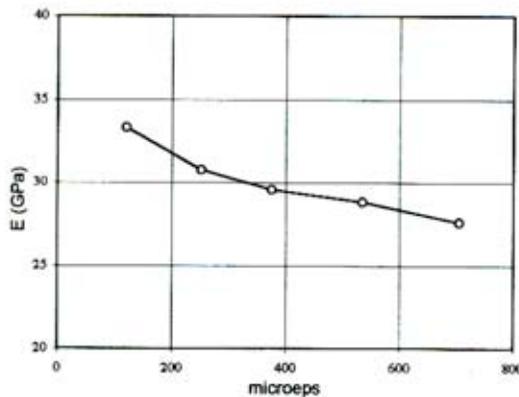


Fig. 5.2.2. Tipica variazione del modulo di elasticità del palo con il livello di deformazione ( $1\mu\epsilon = 10^{-4}\%$ ).

Di tale ulteriore informazione si può eventualmente tenere conto in sede di interpretazione delle misure, assumendo valori diversi della rigidità assiale del palo  $EA$  con la profondità in funzione delle deformazioni misurate ai sensori.

Detta  $\epsilon_{zi}$  la deformazione misurata nel tratto di lunghezza  $l_i$ , è inoltre possibile ricavare gli spostamenti della punta del palo  $w_p$  mediante la relazione:

$$w_p = w - \sum_{i=1}^n \epsilon_{zi} \cdot l_i \quad (5.2.1)$$

in cui  $w$  rappresenta lo spostamento della testa del palo e  $n$  il numero di tratti strumentati.

Per quanto concerne gli spostamenti della superficie laterale  $w_s$  (variabili ovviamente con la profondità) essi vengono gene-

ralmente riferiti al punto medio del palo ( $z = L/2$ ) e valutati con la seguente espressione:

$$w_s = w - \sum_{i=1}^k \epsilon_{zi} \cdot l_i \quad (5.2.2)$$

in cui  $k$  rappresenta il numero di tratti strumentati al di sopra della semilunghezza del palo.

Nota il carico  $Q$  applicato alla testa del palo ed il carico  $P$  trasmesso alla base del palo, dalla equazione di equilibrio:

$$Q = S - P \quad (5.2.3)$$

viene ottenuto il carico  $S$  trasmesso per attrito lungo la superficie laterale.

E' così possibile ottenere le curve di mobilitazione della resistenza laterale ( $S-w_s$ ) e della resistenza alla punta ( $P-w_p$ ) come schematicamente riportato nella fig. 5.2.3.

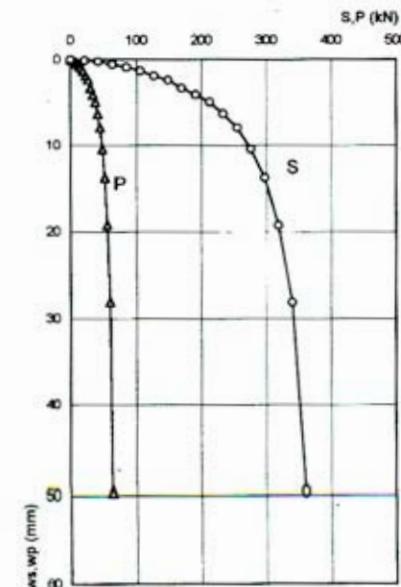


Fig. 5.2.3. Curve di mobilitazione della resistenza laterale (S) e della resistenza alla punta (P).

## 6. ALCUNI ESEMPI

### 6.1. Terreni piroclastici

#### *a) Condizioni di sottosuolo*

Il sottosuolo della città di Napoli e di un'ampia area circostante è costituito da materiali di origine vulcanica, generalmente terreni piroclastici (pozzolana, pomici, ceneri) spesso posti al di sopra di un substrato tufaceo.

Terreni simili sono frequenti anche altrove; ad esempio, il sottosuolo di gran parte della città di Roma è costituito da pozzolana; i terreni piroclastici sono molto diffusi in Giappone.

Il sottosuolo di Napoli è stato approfonditamente indagato, e ciò ha consentito di raccogliere una considerevole quantità di dati riguardanti sia le proprietà geotecniche dei terreni sia gli aspetti salienti della geometria del sottosuolo (stratigrafie tipiche; profondità del tufo laddove rinvenuto; livello della falda).

Poiché la maggior parte di tali terreni è essenzialmente incoerente, le tradizionali tecniche di indagine basate sul prelievo di campioni indisturbati da sottoporre successivamente ad indagini di laboratorio non sono molto diffuse. Di conseguenza quasi sempre si fa riferimento ai risultati di prove penetrometriche statiche CPT o dinamiche SPT nel caratterizzare i terreni e nel progettare fondazioni su pali.

CROCE & PELLEGRINO [1967] pubblicarono una carta geotecnica preliminare della città e dei suoi dintorni. Tale carta è stata successivamente integrata, almeno per alcune zone, grazie alla disponibilità di ulteriori informazioni [RIPPA & VINALE, 1982; VINALE, 1988].

## b) Pali trivellati di grande diametro

I pali trivellati di grande diametro vengono largamente utilizzati nei terreni piroclastici del napoletano come elementi di fondazione di edifici alti, impianti industriali, pile e spalle di viadotti.

Su di essi sono state eseguite un certo numero di prove di carico, spinte fino a carichi massimi dell'ordine di 28 MN [VIGGIANI & VINALE, 1983]. Nella *fig. 6.1.1* sono riportati alcuni dei risultati ottenuti, unitamente ad alcune informazioni concernenti la costituzione del sottosuolo nel sito in questione. In questo caso i pali furono strumentati con delle barrette estensimetriche a strain gages.

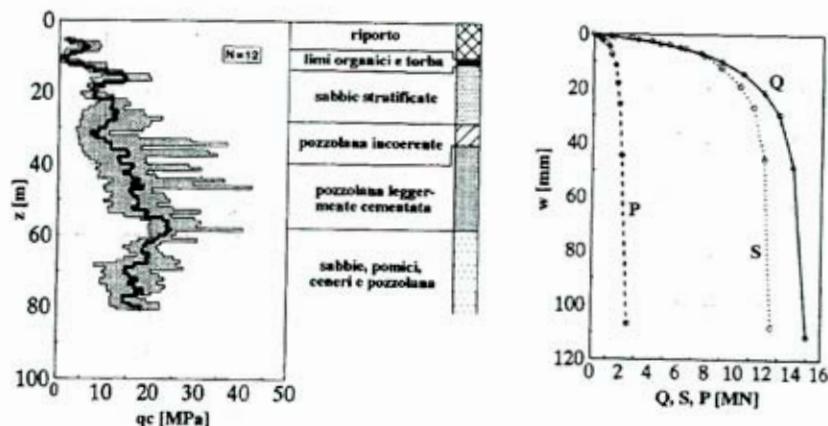


Fig. 6.1.1. Risultati di una prova di carico eseguita su un palo trivellato di grande diametro ( $d = 1.5$  m;  $L = 42.0$  m) in terreni piroclastici.

Tutte le informazioni raccolte sono state di recente oggetto di ulteriori elaborazioni [CAPUTO *et al.*, 1993]. Con riferimento al carico limite di tali pali, le misure effettuate mostrano come le tecnologie di esecuzione influenzino notevolmente la resistenza laterale, specialmente al di sotto del livello di falda. La resistenza alla punta, invece, gioca un ruolo molto meno importante, a meno che non vengano raggiunti nel corso della prova elevati valori de-

gli spostamenti.

Dall'insieme dei dati si deduce che il carico limite di tali pali può essere stimato in maniera cautelativa mediante le procedure suggerite da REESE & O'NEILL [1988], basate sui risultati di prove SPT.

Inoltre una valutazione cautelativa degli spostamenti  $w$  della testa del palo per carichi di esercizio  $Q \leq 0,6 Q_{lim}$  può farsi con la semplice relazione:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{60} \cdot \frac{Q}{Q_{lim}}$$

in cui  $d$  è il diametro del palo e  $Q_{lim}$  il carico limite, definito come il carico corrispondente ad uno spostamento della testa del palo pari al 25% del diametro.

## c) Pali ad elica continua

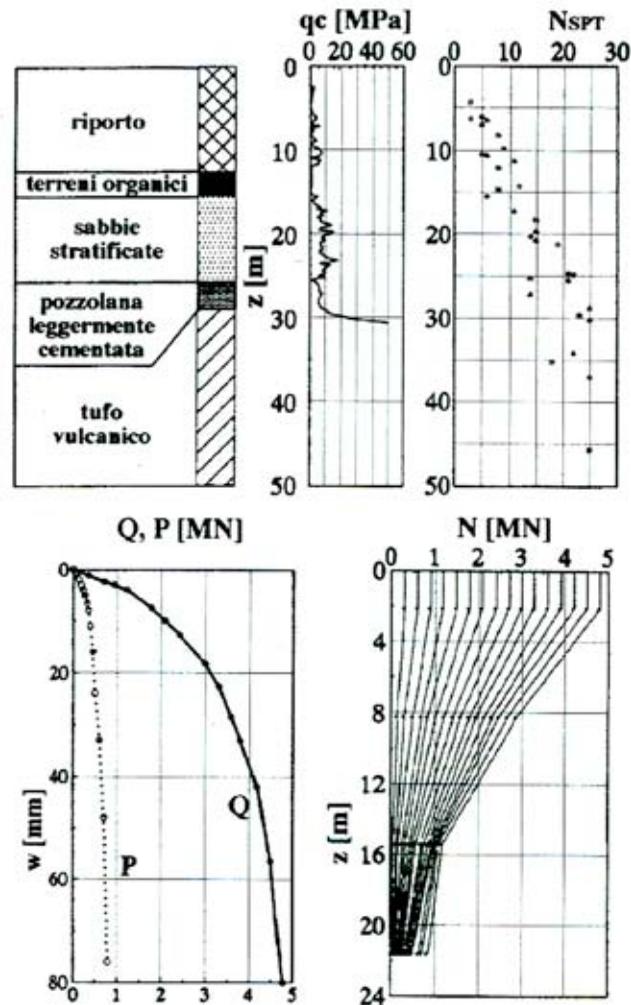
I pali trivellati ad elica continua o pali CFA (*Continuos Flight Auger*) ed i pali trivellati-pressati con elica continua (pali *PressoDrill*) vengono impiegati sempre più di frequente nel napoletano per vari motivi tra i quali:

- rapidità di installazione;
- eliminazione di tutti i problemi connessi alla battitura (vibrazioni, etc.);
- sicurezza di esecuzione.

Essi vengono realizzati con diametri compresi tra 0,4 ed 1,0 m e con lunghezze fino a 30+35 m.

I risultati ottenuti dalle numerose prove di carico fino ad oggi eseguite sono dettagliatamente riportati da CAPUTO & VIGGIANI [1988], MANDOLINI & VIGGIANI [1992 a] e VIGGIANI [1993].

Un tipico insieme di risultati è mostrato in *fig. 6.1.2*, insieme con alcune informazioni relative alla costituzione del sottosuolo nel sito delle prove. Anche in questo caso i pali furono strumentati con barrette estensimetriche a strain gages.



*Fig. 6.1.2.* Risultati di una prova di carico eseguita su un palo ad elica continua ( $d = 0,6 \text{ m}$ ;  $L = 23,0 \text{ m}$ ) in terreni piroclastici.

Sulla base di dati simili VIGGIANI [1993] ha mostrato che il comportamento di tali pali può ritenersi intermedio tra quello di un palo battuto e quello di un palo trivellato, anche se spesso molto più simile all'ultimo e talvolta sensibilmente influenzato da fattori tecnologici.

L'ampia disponibilità di dati relativi a pali strumentati ha permesso lo sviluppo di semplici criteri di progetto, basati sui valori della resistenza penetrometrica alla punta  $q_c$  misurata nel corso di prove CPT. VIGGIANI [1993] suggerisce che la resistenza unitaria alla punta possa essere desunta come valor medio di  $q_c$  tra le profondità  $(L - 4 \cdot d)$  e  $(L + d)$ , con  $L$  e  $d$  rispettivamente lunghezza e diametro del palo. Per valori di  $q_c > 80 \text{ MPa}$ , viene consigliato di assumere comunque  $q_c = 80 \text{ MPa}$ . La resistenza laterale è valutata con l'espressione:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot q_c$$

con  $\alpha$  funzione decrescente di  $q_c$  secondo l'espressione:

$$\alpha = \frac{6.6 + 0.32 \cdot q_c [\text{MPa}]}{300 + 60 \cdot q_c [\text{MPa}]}$$

*d) Pali a tufo*

La costituzione del sottosuolo nel sito in esame (*fig. 6.1.3*) è caratterizzata dalla presenza di uno strato di tufo vulcanico alla profondità di circa 15 m al di sotto del piano campagna. Le prove di compressione uniassiale su dieci provini di tufo fornirono valori di resistenza a compressione variabili tra 0,8 e 4,3 MPa, con valor medio di 2,5 MPa; tali valori risultano tipici di un tufo relativamente scadente, se confrontati con gli usuali valori misurati nel tufo napoletano [CROCE & PELLEGRINO, 1967; RIPPA & VINALE, 1983].

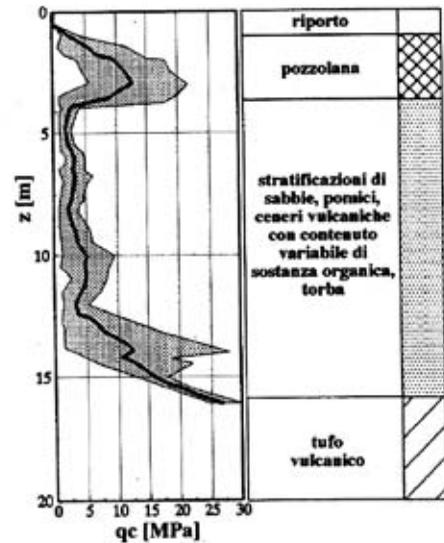


Fig. 6.1.3. Stratigrafia del sottosuolo e risultato tipico di una prova CPT nell'area napoletana.

Al di sopra del tufo si rinvenivano terreni piroclastici, erosi dalle colline circostanti e depositati in un ambiente palustre; di conseguenza, essi presentano una significativa percentuale di sostanza organica e talvolta veri e propri strati di torba. La stratigrafia di dettaglio all'interno di tali terreni può notevolmente variare da un punto all'altro, sia in direzione verticale che orizzontale.

Nella fig. 6.1.4 sono riportati i risultati di una delle prove di carico eseguite sui pali trivellati in tali terreni; in particolare si tratta di un palo di diametro 0,8 m e della lunghezza complessiva di circa 22 m, di cui gli ultimi 6 m incassati nel banco di tufo sottostante.

In corrispondenza del massimo carico di prova il palo non ha raggiunto il collasso. Più della metà del carico applicato è trasmesso per attrito laterale nel tratto che attraversa i terreni piroclastici, nonostante le loro scadenti proprietà meccaniche.

La restante parte del carico è trasmessa al tufo essenzialmente nei primi metri del tratto di palo in esso realizzato, mentre il tratto terminale rimane essenzialmente scarico. La distribuzione

dello sforzo normale nel palo con la profondità (fig. 6.1.4) è stata ottenuta a partire dalle misure di deformazione eseguite con il multiestensimetro a nastro recuperabile. Nel tratto di palo incassato nel tufo furono inoltre predisposte anche cinque sezioni di misura strumentate con barrette estensimetriche a strain gages; esse hanno confermato l'andamento dedotto dall'altro tipo di misure, ma con valori assoluti nella parte inferiore del palo addirittura inferiori.

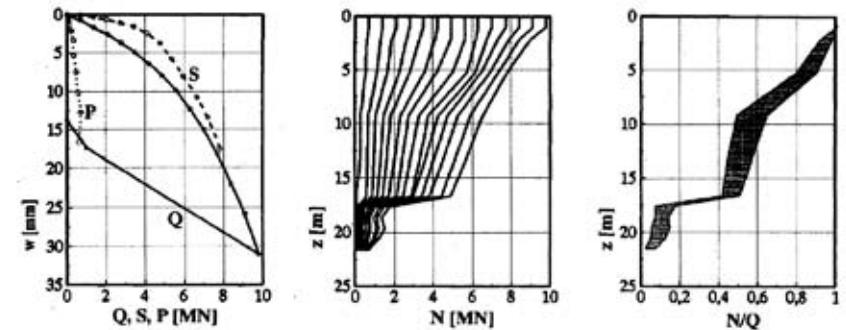


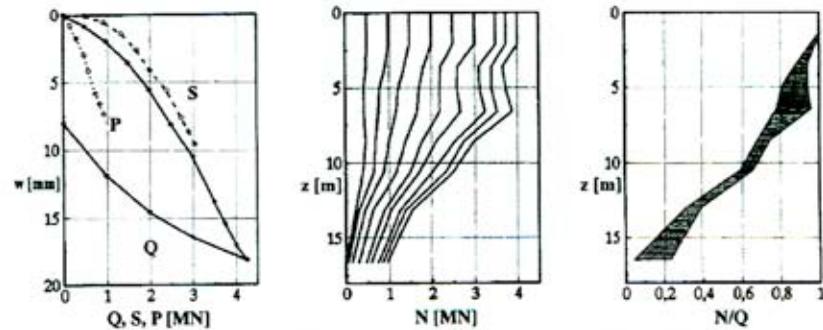
Fig. 6.1.4. Risultati di una prova di carico su un palo trivellato (d = 0,8 m; L = 22,0 m) incassato nel tufo.

I pali incassati in rocce tenere vengono generalmente progettati assumendo un valore della tensione tangenziale limite  $\tau_{lim}$  in qualche modo posta in relazione alla resistenza a compressione uniaassiale della roccia; a vantaggio di sicurezza si trascura il contributo della base del palo. Nel caso in esame, i suggerimenti forniti da HORVATH & KENNEY [1979] e CARTER & KULHAWY [1987] hanno consentito di stimare un valore di  $\tau_{lim}$  rispettivamente uguale a 330 kPa e 375 kPa. La massima tensione tangenziale media  $\tau_{max}$  osservata nel corso della prova è pari a 330 kPa, ma appare ben lontana dal valore limite  $\tau_{lim}$ . Inoltre la tensione tangenziale massima trasmessa nel primo metro di palo ammorsato nel tufo risulta pari a 1,2 MPa, ancora senza rottura. Da tutto ciò consegue che,

almeno nel caso in esame, gli usuali criteri di progetto appaiono estremamente cautelativi.

Un'altra prova di carico fu condotta nello stesso sito su di un palo di diametro 0,6 m e lunghezza 16,6 m. In questo caso si tratta di un palo in acciaio, chiuso inferiormente, che è stato vibroinfisso nel terreno fino a penetrare nel tufo per una profondità tale da non consentire più l'avanzamento ed in seguito riempito con calcestruzzo.

I risultati della prova sono riportati nella *fig. 6.1.5*. In corrispondenza del massimo carico di prova il contributo della punta del palo è piuttosto modesto, ed inoltre sembra che il valore limite della resistenza laterale nei terreni di copertura non sia stato ancora attinto. Tali risultati sono alquanto sorprendenti, specialmente se si tengono presenti le scadenti proprietà meccaniche dei terreni e la superficie liscia del tubo in acciaio.



*Fig. 6.1.5.* Risultati di una prova di carico su palo vibroinfisso ( $d = 0,6$  m;  $L = 16,6$  m) fino a rifiuto nel banco di tufo sottostante.

**6.2. Argille poco consistenti**

*a) Condizioni di sottosuolo*

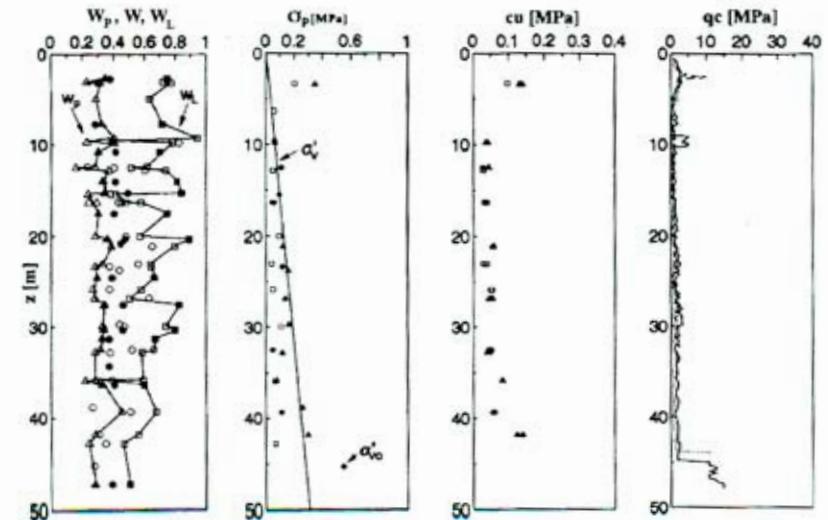
La nuova superstrada tra Napoli e Formia attraversa il fiu-

me Garigliano 65 Km a nord di Napoli con un importante viadotto, ubicato nella parte terminale della piana alluvionale del fiume.

Il sottosuolo è costituito da un deposito di limi argillosi e sabbiosi fino a profondità superiori a 50 m dal piano campagna, al di sotto delle quali si rinviene un substrato sabbioso e/o ghiaioso. Tali terreni si sono depositati in un ambiente di palude costiera e, di conseguenza, sono caratterizzati da una significativa percentuale di sostanza organica; talvolta, nell'ambito del deposito, si rinven- gono lenti ed orizzonti di torba e di sabbie.

Le proprietà dei terreni sono ampiamente discusse da MANDOLINI & VIGGIANI [1992 b]; alcuni dati sono riportati nella *fig. 6.2.1*.

Queste condizioni di sottosuolo sono abbastanza tipiche delle piccole piane alluvionali della costa Tirrenica dell'Italia peninsulare, come quelle dei fiumi Arno (compresa la città di Pisa e la sua Torre pendente), Tevere (compreso l'aeroporto di Fiumicino), Volturno e Sele [CALABRESI & MANFREDINI, 1975].



*Fig. 6.2.1.* Stratigrafia del sottosuolo e proprietà dei terreni di fondazione del viadotto sul fiume Garigliano.

### b) Pali battuti tubolari molto snelli

Le spalle e le pile del viadotto sono fondate su pali tubolari in acciaio battuti con un mandrino e riempiti con calcestruzzo. Tali pali sono stati brevettati dalla I.C.E.L.S. Pali S.p.A. e sono noti con il nome commerciale di "Multiton" [FIORUZZI *et al.*, 1991]

Nelle prime fasi della costruzione, alcuni pali furono sottoposti a prove di carico di rottura (prove pilota) allo scopo di verificare le ipotesi poste alla base del progetto. In seguito furono eseguite anche alcune prove di carico di collaudo. Alcuni dei pali di prova furono strumentati per la misura delle deformazioni assiali del fusto a mezzo del multiestensimetro a nastro recuperabile.

L'insieme di tutti i risultati conseguiti sono riportati in BUSTAMANTE *et al.* [1994]; alcuni tra questi sono forniti nella *fig. 6.2.2*. Si può vedere che gli spostamenti alla testa del palo hanno raggiunto valori di 85,1 mm, mentre i corrispondenti spostamenti alla punta sono stati pari solamente a 14 mm. La compressione del fusto è stata quindi di 71,1 mm; di conseguenza è stata sicuramente attinta la resistenza laterale nella parte superiore del palo, mentre la resistenza alla punta mobilitata è certamente inferiore al suo valore ultimo.

Le curve di trasferimento della resistenza laterale all'interfaccia palo-terreno esibiscono un comportamento fragile più o meno pronunciato; tale comportamento, unitamente alla notevole deformabilità assiale del palo, provoca una rottura progressiva che può spiegare la diminuzione di resistenza laterale da un valore di picco ad un valore ultimo. Tale riduzione è stata stimata con buona approssimazione adottando le procedure suggerite da RANDOLPH [1983] e SEMPLE & RIDGEN [1984].

Il valore della rigidità iniziale del palo, determinato sperimentalmente, consente di stimare il modulo non drenato delle argille  $E_u$ ; si ottengono valori compresi tra 40 e 90 MPa. Tali valori sono in accordo con quelli relativi a livelli di deformazione molto

bassi dedotti da misure in sito di velocità delle onde di taglio con prove in foro cross-hole, tramite le quali si ottiene  $E_u = 30 \div 90$  MPa [MANCUSO & MANDOLINI, 1993].

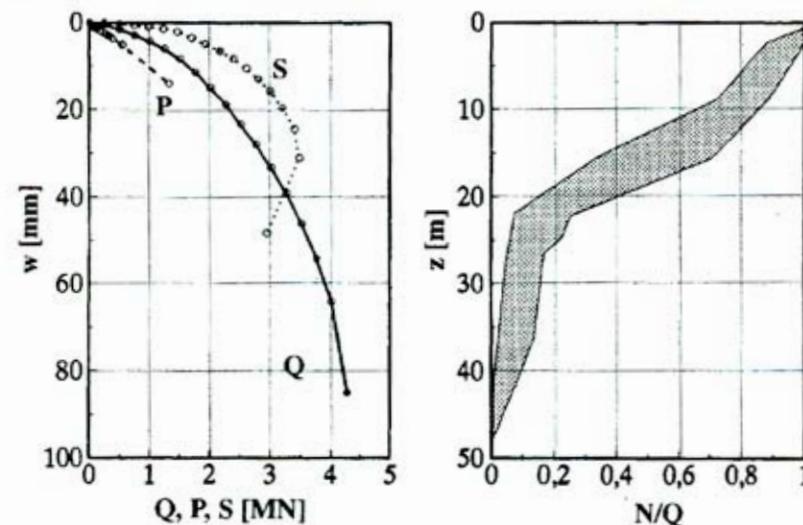


Fig. 6.2.2. Risultati delle prove di carico eseguite su pali battuti tubolari in acciaio Multiton ( $d = 0,35 \div 0,40$  m;  $L = 48,0$  m) in limi argillosi poco consistenti.

## 6.3. Argille consistenti

### a) Argille varicolori

La prima prova di carico in argille consistenti è stata condotta nell'ambito dei lavori di realizzazione della nuova Università di Campobasso.

Il sottosuolo risulta costituito da argille varicolori, fortemente sovraconsolidate ed intensamente tettonizzate; una descrizione generale di questi terreni è fornita da PELLEGRINO *et al.* [1985]. Nel sito in esame la formazione è ricoperta da uno strato di materiali

molto più deformabili, per uno spessore variabile dai 3 agli 8 m; tale strato tuttavia, fu completamente rimosso prima dell'esecuzione del palo di prova.

La resistenza non drenata della formazione argillosa, così come determinata con prove di compressione triassiale non drenate su campioni indisturbati di terreno, è altamente variabile a causa delle notevoli difficoltà di prelievo di campioni di buona qualità in terreni così strutturati. Sulla base dei dati di laboratorio e dei risultati di prove penetrometriche statiche CPT, si può assumere una resistenza non drenata media di 250 kPa.

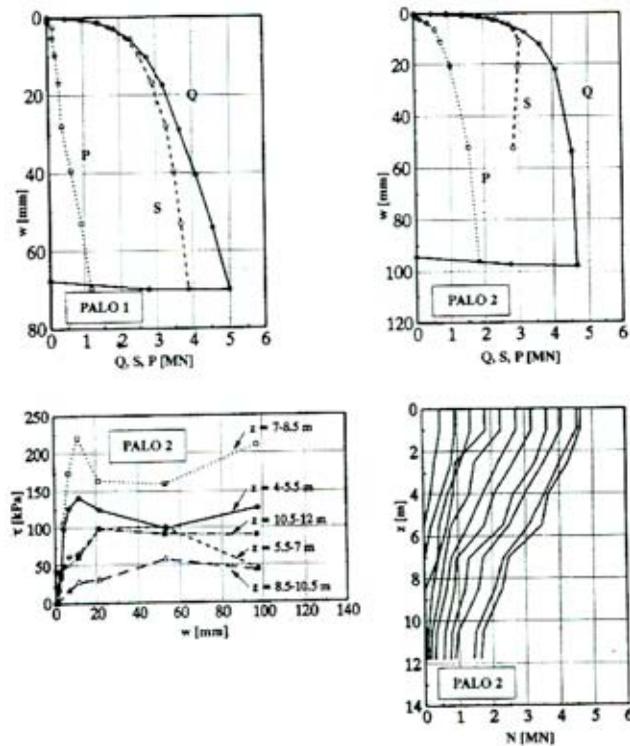


Fig. 6.3.1. Risultati di due prove di carico su pali trivellati (d = 1,0 m; L = 12,0 m) in argille varicolori consistenti.

Due pali del diametro di 1,0 m e lunghezza di 12,0 m, completamente realizzati nella formazione di argille varicolori, furono sottoposti a prove di carico a rottura. I pali furono realizzati eseguendo la trivellazione a secco con bucket, e vennero strumentati lungo il fusto con il multiestensimetro a nastro recuperabile.

I risultati delle due prove di carico sono riportati nella fig. 6.3.1. Si può osservare che la resistenza laterale ultima è stata raggiunta in entrambe le prove, mentre la resistenza alla punta del palo n. 1 non è stata completamente mobilitata.

In termini di carico limite, i risultati delle due prove indicano un valore complessivo del coefficiente  $\alpha$  (rapporto tra la tensione tangenziale limite  $\tau_{lim}$  e la coesione non drenata  $c_u$ ) variabile tra 0,35 e 0,4. La resistenza alla base del palo n. 2 conduce ad un valore di  $N_C = 8$ .

La rigidezza assiale iniziale del palo può essere interpretata in termini di modulo di elasticità non drenata delle argille varicolori  $E_u$  variabile tra 330 e 550 MPa, con un rapporto  $E_u/c_u = 1320 \div 2200$ .

b) Argilla azzurra del Pliocene

I nuovi edifici dell'Università della Basilicata in Potenza sono in fase di realizzazione in una zona in cui il sottosuolo risulta costituito da una formazione omogenea di argille azzurre del Pliocene, ricoperta da alcuni metri di terreni colluviali; questi ultimi sono stati completamente rimossi prima della esecuzione delle opere di fondazione.

La resistenza non drenata delle argille limose, così come dedotta da prove di laboratorio su campioni indisturbati, risulta non inferiore ad 1 MPa.

Gli edifici sono fondati su pali trivellati a secco con bucket, della lunghezza di 12 m e del diametro di 0,8 m. E' stata programmata un'ampia campagna di prove di carico di collaudo (per un totale di 15); nella fig. 6.3.2 sono riportati i risultati di 7 di queste

prove.

Si osserva che gli spostamenti subiti dalla testa dei pali sotto i massimi carichi di prova variano tra 0,5 e 1,5 mm. La distribuzione degli sforzi normali lungo il fusto del palo mostra un andamento decrescente con la profondità con legge praticamente lineare, il che suggerisce che la tensione tangenziale all'interfaccia palo-terreno è praticamente costante. Ovviamente tutte le prove sono state interrotte a carichi ben lontani dalla rottura, il che non consente di trarre informazioni circa le resistenze in gioco.

La rigidità assiale iniziale dei pali provati varia tra 2,8 e 4,0 MN/mm. Questi valori corrispondono a moduli di elasticità non drenati del terreno  $E_u$  compresi tra 1200 e 1930 MPa, con un rapporto  $E_u/c_u$  compreso fra 1200 e 2000 circa.

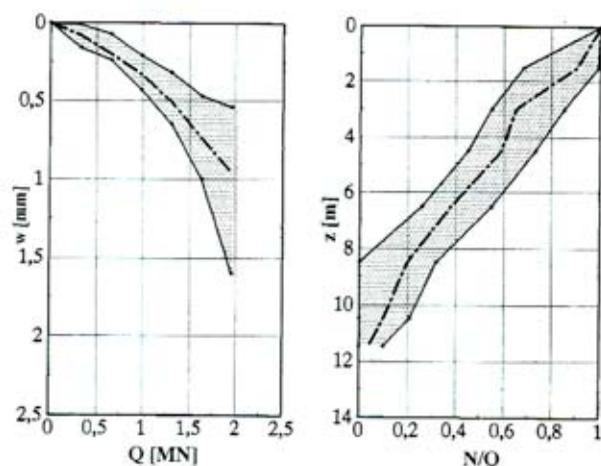


Fig. 6.3.2. Risultati di sette prove di carico su pali trivellati ( $d = 0,8$  m;  $L = 12,0$  m) in argille azzurre consistenti del Pliocene.

## 7. CONCLUSIONI

Le prove di carico su pali, dalle più semplici alle più complete, sono sempre esperienze impegnative e comportano l'investimento di risorse finanziarie, umane e di tempo.

Appare quindi opportuno mettere a frutto al meglio questo investimento, conducendo le prove in modo corretto e traendone tutte le informazioni possibili; in proposito sono state date alcune semplici indicazioni.

Per quanto riguarda le prove di carico su pali strumentati per la misura delle deformazioni lungo il fusto, in primo luogo è da osservare che la strumentazione disponibile è oramai affidabile anche nelle non sempre facili condizioni di cantiere.

E' necessario, però, che gli strumenti vengano scelti ed installati in maniera appropriata ed i risultati delle misure dettagliatamente raccolti e razionalmente interpretati.

Il costo addizionale della strumentazione per misure lungo il fusto del palo non è molto alto, soprattutto in rapporto al costo della prova stessa; le informazioni aggiuntive che essa può però fornire la rendono sicuramente efficace nella maggior parte dei casi.

Dal punto di vista ingegneristico, prove di carico su pali strumentati in vera grandezza (se ben programmate e correttamente eseguite) si rivelano utili per molti problemi; nel presente lavoro ne è stata fornita un'ampia esemplificazione.

Da un punto di vista più generale, solo attraverso esperienze in vera grandezza è possibile migliorare la comprensione dei meccanismi di interazione fra palo e terreno, e quindi sviluppare più soddisfacenti metodi di progetto.

Una metodica raccolta di casi ben documentati risulta pertanto di grande utilità, soprattutto se riferita a ben definiti procedi-

menti costruttivi e ad ambiti regionali relativamente uniformi quanto a natura dei terreni.

Anche di questo tipo di applicazione è stato presentato o richiamato qualche esempio.

### **Bibliografia**

- BUSTAMANTE M., J. F. JEZEQUEL, L. GIANESSELLI [1990]  
*La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LCPC. Méthode d'essai n. 34, LCPC, Paris*
- BUSTAMANTE M., L. GIANESSELLI, A. MANDOLINI, C. VIGGIANI [1994]  
*Loading tests on slender driven piles in clay. Proc. XIII I.C.S.M.F.E., New Delhi, vol. 2, p. 685*
- CALABRESI G., G. MANFREDINI [1975]  
*Terreni coesivi poco consistenti in Italia. Sess. Spec.: Costruzioni su argille tenere. Atti XII Conv. Nazionale di Geotecnica, Cosenza vol. 2, p. 201*
- CAPUTO V., C. VIGGIANI [1988]  
*Some experience with bored and auger piles in Naples area. Proc. I Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent*
- CAPUTO V., A. MANDOLINI, C. VIGGIANI [1993]  
*Large diameter bored piles in pyroclastic soils. Proc. II Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent, p. 227*
- CARTER J. P., F. H. KULHAWY [1987]  
*Analysis and design of foundations socketed into rock. Res. Rep. 1493-4, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York*
- CROCE A., A. PELLEGRINO [1967]  
*Caratterizzazione geotecnica del territorio urbano. Atti X Convegno Italiano di Geotecnica, Cagliari vol. 3, p. 233*
- FIORUZZI A., P. CERETTI, L.F. ALBERT, S. MARCHETTI [1991]  
*Example application of a new of steel driven pile: "Multiton". Proc. 4th Int. Conf. Piling and Deep Foundations, Stresa, vol. 1*

- FLEMING W.G.K., A.J. WELTMAN, M.F. RANDOLPH, W.K. ELSON [1992]  
*Piling Engineering*. Blackie A & P
- FLEMING W.G.K. [1992]  
*A new method for single pile settlement prediction and analysis*.  
*Géotechnique*, vol. 42, n. 3, p. 411
- HORVATH R. G., T.C. KENNEY [1979]  
*Shaft resistance of rock-socketed drilled piers*. Proc. Symp. Deep  
Foundation, ASCE, New York, p. 182
- MANCUSO C., A. MANDOLINI [1993]  
*Ulteriori indagini sulla battitura di pali in argilla*. Atti del C.N.R.,  
Raggruppamento Ingegneria Geotecnica, Roma
- MANDOLINI A., C. VIGGIANI [1992a]  
*Settlement predictions for piled foundations from loading tests on  
single piles*. Proc. Wroth Memorial Symposium "Predictive Soil  
Mechanics", Oxford, p. 464
- MANDOLINI A., C. VIGGIANI [1992b]  
*Terreni ed opere di fondazione di un viadotto sul fiume Garigliano*.  
*Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. 26, n. 2, p. 96
- PELLEGRINO A., L. PICARELLI, E. BILOTTA [1985]  
*Geotechnical properties and slope stability in structurally complex  
clay soils*. A.G.I. Geotechnical Engineering in Italy, an overview,  
part. 3, p. 195
- RANDOLPH M.F. [1983]  
*Settlement consideration in the design of axially loaded piles*. Ground  
Engineering, 16, p. 28
- REESE L. C., M.W. O'NEILL [1988]  
*Drilled shafts: construction procedures and design methods*.  
Publication n. FHWA-HI-88-042, U.S. Department of Transportation

- RIPPA F., F. VINALE [1982]  
*Experience with CPT in eastern Naples area*. Proc. II ESOPT,  
Amsterdam
- RIPPA F., F. VINALE [1983]  
*Structure and mechanical behaviour of volcanic tuff*. Proc. V  
Congress I.S.R.M., Melbourne
- SEMPLE R. M., W. J. RIDGEN [1984]  
*Shaft capacity of driven piles in clay*. A.S.C.E. National Convention,  
S. Francisco
- VIGGIANI C. [1989]  
*Influenza dei fattori tecnologici nel progetto di pali di fondazione*.  
Intervento di Panel, Sess. 1, XVII Conv. Italiano di Geotecnica,  
Taormina
- VIGGIANI C. [1993]  
*Further experiences with auger piles in Naples area*. Proc. II Semi-  
nar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent, p. 445
- VIGGIANI C., F. VINALE [1983]  
*Comportamento di pali trivellati di grande diametro in terreni  
piroclastici*. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. 17, n. 2, p. 59.
- VINALE F. [1988]  
*Caratterizzazione del sottosuolo di un'area campione di Napoli ai  
fini di una microzonazione sismica*. *Rivista Italiana di Geotecnica*,  
vol. 22, n. 2

*Indice*

<i>Introduzione</i>	pp.	I-III
<b>1. GENERALITÀ</b>	p.	9
<b>2. ATTREZZATURE DI PROVA</b>		
2.1. <i>Applicazioni dei carichi</i>	p.	13
2.2. <i>Misura del carico</i>	p.	17
2.3. <i>Misura degli spostamenti della estremità superiore del palo</i>	p.	19
2.4. <i>Misure lungo il fusto del palo</i>	p.	20
<b>3. MODALITÀ DI PROVA</b>	p.	25
<b>4. RACCOLTA DEI DATI E PRESENTAZIONE DEI RISULTATI</b>		
4.1 <i>Raccolta dei dati</i>	p.	29
4.2 <i>Presentazione dei risultati</i>	p.	30
<b>5. INTERPRETAZIONE DELLE MISURE</b>		
5.1 <i>Pali non strumentati in profondità</i>	p.	33
5.2 <i>Pali strumentati in profondità</i>	p.	38
<b>6. ALCUNI ESEMPI</b>		
6.1 <i>Terreni piroclastici</i>	p.	43
6.2 <i>Argille poco consistenti</i>	p.	50
6.3 <i>Argille consistenti</i>	p.	53
<b>7. CONCLUSIONI</b>	p.	57
<i>Bibliografia</i>	p.	59



© HEVELIUS EDIZIONI srl  
Benevento

Finito di stampare  
nel mese di luglio 1995  
dalla microPRINT  
di Benevento

E' stato detto più volte che l'Ingegneria è sia una scienza, ma anche un'arte; e questo è particolarmente vero per l'Ingegneria Geotecnica. Per la formulazione di un modello che rappresenti in modo esauriente il problema di progetto occorre considerare la geometria tridimensionale, il comportamento e le proprietà assai vari dei terreni presenti, il regime delle acque sotterranee, le condizioni di contorno in termini di forze, spostamenti, pressioni idriche, condizioni di drenaggio. Sono necessarie approfondite indagini, attenta riflessione ed adeguata esperienza, sviluppata anche su esempi altrui, oggettivati con osservazioni e misure e sintetizzati e resi disponibili con la pubblicazione.

Per i pali di fondazione a tutto ciò si aggiunge l'influenza dei fattori tecnologici. La sperimentazione in vera grandezza è quindi spesso irrinunciabile...

**Alessandro Mandolini**, Dottore di Ricerca in Ingegneria Geotecnica, collabora da tempo a studi sui pali di fondazione presso l'Università di Napoli "Federico II", ed in quest'ambito ha maturato un'ampia e varia esperienza; le sue indicazioni sono quindi frutto di una conoscenza di prima mano.

---

COLLANA DIRETTA DA CARLO VIGGIANI

---