

Michele Maugeri - Carlo Viggiani

METODI PER IL CONTROLLO NON DISTRUTTIVO DEI PALI DI FONDAZIONE





Michele Maugeri - Carlo Viggiani

**METODI PER IL CONTROLLO NON DISTRUTTIVO
DEI PALI DI FONDAZIONE**

QUADERNO CIAS N° 3

Sponsor: 4 EMME Service S.p.A.

Saluto

Il Quaderno CIAS nr. 3 è la naturale conclusione di una serie di Convegni sul tema, tenuti dal CIAS in numerose città italiane, che ha visto l'interessante partecipazione di professionisti di diverse discipline.

Le fondazioni in genere rappresentano l'elemento strutturale di base, la cui errata esecuzione comprometterebbe la validità di qualunque progetto.

Ecco che le conoscenze delle tecniche di indagine, che consentono una realistica valutazione delle caratteristiche meccaniche e portanti di pali e di diaframmi, rappresenta un bagaglio tecnico indispensabile.

L'opuscolo raccoglie più metodologie evidenziandone i pregi ed i difetti.

Volutamente gli autori hanno cercato di sintetizzare gli argomenti puntando, come di consuetudine per i Quaderni CIAS, sulla facilità di lettura e sulla praticità.

Buona lettura!

Il Presidente
Ing. Settimo Martinello

Presentazione

Dopo tanti anni di quasi pionerismo con solitarie "fughe in avanti" da parte di pochi eletti mentre gran parte degli operatori sembrava ignorarne l'importanza, finalmente anche la geotecnica, al pari di altre discipline dell'ingegneria e dell'architettura, sembra ora trovare quel riconoscimento necessario ai canoni del costruire correttamente.

E il CIAS non poteva mancare di accogliere, anche in questo settore, studi ed esperienze spesso, ai più, quasi sconosciuti, ma che costituiscono un vero e proprio banco di prova di sistemi costruttivi avanzati.

In tal senso i saggi qui contenuti, che trattano il tema dei pali di fondazione, e quindi la funzionalità dell'intero apparato fondale, testimoniano l'importanza di un raccordo tra teoria e prassi, tra concezione e realizzazione.

Ancora una volta, questo nuovo Quaderno CIAS offre ai propri lettori un contributo di conoscenza per migliorare la sicurezza delle costruzioni.

Enzo Siviero

Venezia, ottobre 1995



Michele Maugeri

- Prof. Ing. Michele Maugeri, nato ad Acireale (CT) nel 1944
- Ordinario di Geotecnica, Università di Catania
- Coordinatore Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica, Consorzio Università Catania e Palermo
- Autore di numerose pubblicazioni su riviste nazionali ed internazionali e su atti di congressi e convegni



Carlo Viggiani

- Prof. Ing. Carlo Viggiani, nato a Potenza nel 1935
- Ordinario di Fondazioni, Università di Napoli Federico II
- Autore di testi nel campo della Geotecnica e di numerose pubblicazioni scientifiche su riviste nazionali ed internazionali e su atti di congressi e convegni

INDICE

• Prove di carico statiche su pali di fondazione (Alessandro Mandolini, Carlo Viggiani)	pag. 11
1. Generalità	pag. 12
2. Attrezzature di prova	pag. 13
2.1. Applicazione dei carichi	pag. 13
2.2. Misura del carico	pag. 15
2.3. Misura degli spostamenti della estremità superiore del palo	pag. 17
2.4. Misure in profondità	pag. 18
3. Modalità di prova	pag. 20
4. Raccolta dei dati e presentazione dei risultati	pag. 23
4.1. Raccolta dei dati	pag. 23
4.2. Presentazione dei risultati	pag. 23
5. Interpretazione delle misure	pag. 24
5.1. Pali non strumentati in profondità	pag. 24
5.2. Pali strumentati in profondità	pag. 27
6. Alcuni esempi	pag. 31
6.1. Terreni piroclastici	pag. 31
6.2. Argille poco consistenti	pag. 36
6.3. Argille consistenti	pag. 38
7. Conclusioni	pag. 41
Bibliografia	pag. 41
• Modellazione di prove di carico di collaudo su pali (Francesco Castelli, Michele Maugeri)	pag. 43
1. Introduzione	pag. 44
2. Interazione palo-terreno	pag. 45
2.1. Generalità	pag. 45
2.2. Modello di interazione palo-terreno	pag. 45
2.3. Determinazione dei parametri del modello	pag. 46
3. Soluzioni in forma chiusa per la vaultazione dei cedimenti	pag. 48
3.1. Generalità	pag. 48
3.2. Metodo di Poulos	pag. 49
3.3. Metodo di Fleming	pag. 50
3.4. Soluzione proposta in forma chiusa	pag. 52

3.5. Confronto tra la soluzione analitica proposta e la soluzione numerica	pag. 54
4. Previsione della portata limite del palo dai cedimenti nelle prove di collaudo	pag. 55
4.1. Generalità	pag. 55
4.2. Modellazione di una prova di collaudo	pag. 56
4.3. Previsione della capacità portante di un palo	pag. 58
5. Considerazioni conclusive	pag. 61
Bibliografia	pag. 62
• Interpretazione delle prove di ammettenza meccanica (Paolo Carrubba, Michele Maugeri)	pag. 64
1. Introduzione	pag. 65
2. Metodologie di esecuzione della prova	pag. 66
3. Criteri di interpretazione	pag. 67
4. Conclusioni	pag. 78
Bibliografia	pag. 79
• Modellazione di prove dinamiche su pali nel dominio della frequenza (Michele Maugeri, Paolo Carrubba)	pag. 81
1. Introduzione	pag. 82
2. Impedenza ed ammettenza del singolo palo di fondazione	pag. 83
3. Metodologie di esecuzione delle prove	pag. 87
4. Un caso reale di rilievo di ammettenza meccanica verticale e orizzontale	pag. 89
5. Conclusioni	pag. 93
Bibliografia	pag. 94
• Modellazione di prove dinamiche su pali nel dominio del tempo (Paolo Carrubba, Michele Maugeri)	pag. 95
1. Introduzione	pag. 96
2. Prove a basse deformazioni	pag. 97
3. Prove ad alte deformazioni	pag. 102
4. Prove di tipo cinematico	pag. 113
5. Conclusioni	pag. 118
Bibliografia	pag. 121
• Note	pag. 123

PROVE DI CARICO STATICHE SU PALI DI FONDAZIONE

A. Mandolini - Università di Napoli Federico II

C. Viggiani - Università di Napoli Federico II

Le attuali metodologie di progetto dei pali di fondazioni sono essenzialmente empiriche; pertanto sostanziali miglioramenti possono essere ottenuti solo tramite la accurata raccolta di informazioni provenienti dai risultati di prove di carico su pali in vera grandezza e ponendo le stesse in relazione alle tecnologie di esecuzione ed ai terreni attraversati. La ricerca in corso da anni presso l'Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra (Geotecnica) dell'Università degli Studi di Napoli Federico II ha consentito di maturare una significativa esperienza circa le attrezzature, le strumentazioni, le tecniche sperimentali e le modalità di interpretazione dei risultati di prove di carico eseguite su pali realizzati in condizioni di sottosuolo tipiche dell'Italia meridionale. Scopo della presente relazione è quella di fornire in maniera sintetica i risultati di tale esperienza, sia in termini di programmazione ed esecuzione delle prove, che di informazioni ingegneristiche che possono essere dedotte nei casi pratici.

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 [Viggiani, 1989]. Il progetto di un palo è quindi in gran parte basato su osservazioni sperimentali relative alle specifiche condizioni in esame.

All'atto della costruzione di una palificata, inoltre, una serie di fattori in gran parte casuali assumono un grande rilievo. 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.

Le conseguenze di questi fattori 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 dedicata la presente nota.

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 sua finalità è quella di determinare il carico limite del palo e di studiarne la curva carico-cedimento; se il palo è opportunamente strumentato, 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 sua finalità 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, può fornire indicazioni indirette sul coefficiente di sicurezza del palo.

Il presente corso è dedicato ai controlli non distruttivi, e quindi a rigore in questa sede interessano solo le prove di collaudo. Tuttavia per molti aspetti (apparecchiature e tecniche di prova, strumentazione) i due tipi di prova non presentano significative differenze, e quindi si è ritenuto utile trattare di ambedue.

In generale occorre tener presente i seguenti elementi:

- le modalità esecutive del palo di prova, nel caso di 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 all' interno o nelle immediate adiacenze della palificata;
- le prove pilota 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 varia fra alcune settimane ad alcuni mesi.

2. Attrezzature di prova

2.1. Applicazione dei carichi

L'applicazione del carico al palo viene fatta con un martinetto idraulico azionato da una pompa a mano (generalmente per carichi fino ad un massimo di 3 MN) o a motore. Per sistemare 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 nella parte estrema del palo e/o disponendo 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. In genere sono disponibili diffusamente martinetti con fondo scala fino a 5 MN; 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 10÷20% del diametro del palo. 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 essere contrastato da 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 su sostegni laterali realizzati con cataste di travi di legno o con blocchi di calcestruzzo; sulla piattaforma si dispongono blocchi di calcestruzzo, lingotti di ghisa o qualsiasi altro materiale disponibile in cantiere.

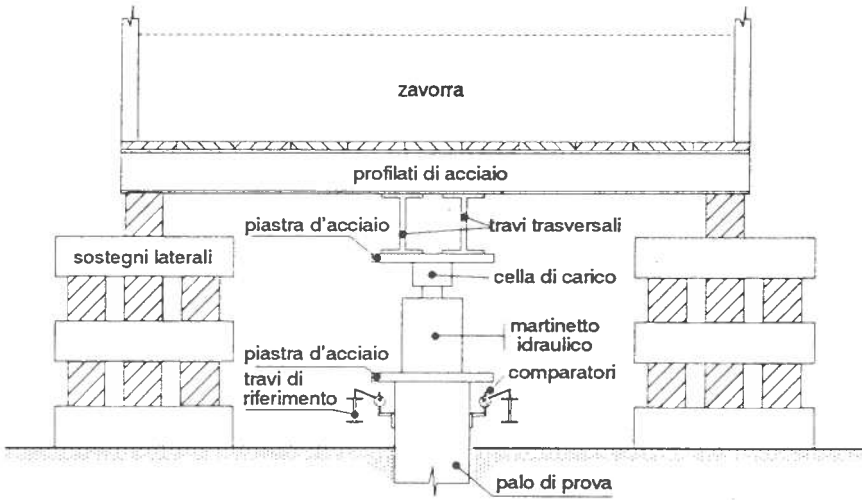


Fig. 2.1.1. Schema di una prova di carico con zavorra

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 quanto 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 del 10÷20% il massimo carico di prova.

L'area di base dei sostegni laterali deve essere tale 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 principali e secondarie.

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).

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 fortemente dalle proprietà meccaniche dei terreni e dei pali nonché dalla geometria degli stessi, il problema andrebbe studiato di caso in 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 prove a trazione (fig. 2.1.3).

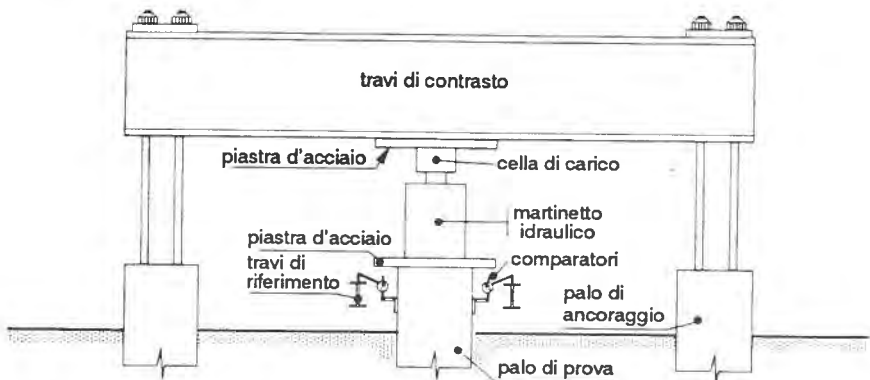


Fig. 2.1.2. Schema di una prova di carico con trave di contrasto e pali di ancoraggio

La scelta del dispositivo di reazione discende da considerazioni di natura assai varia. Ad esempio, laddove vi sia carenza di spazio, si può pensare di adottare uno schema pali di ancoraggio e travi di contrasto; tale scelta però può essere ostacolata dalla 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 sotto il profilo puramente economico adottare un sistema con zavorra da utilizzare ripetute volte.

2.2. Misura del carico

Il carico viene generalmente misurato determinando, mediante un manometro

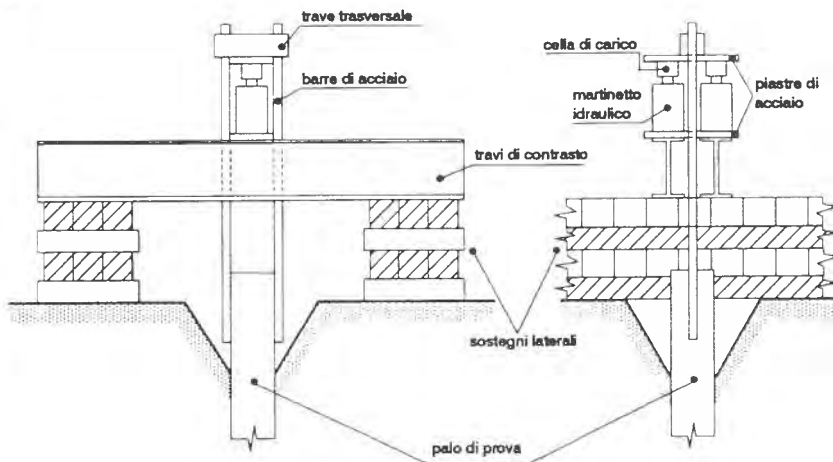


Fig. 2.1.3. Schema di una prova di carico a trazione

posto sul circuito idraulico in prossimità del martinetto, la pressione dell' olio nel circuito 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 non oltre sei mesi da un laboratorio ufficiale), essa è comunque affetta 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 perfetta centratura del carico, etc.

Per tale motivo è di gran lunga preferibile (addirittura dovrebbe essere considerato obbligatorio!) effettuare una misura indipendente del carico usando appositi strumenti, oramai ampiamente disponibili, da interporre tra martinetto e struttura di contrasto; tra essi vanno citati:

- celle di carico idrauliche (massimo carico ≤ 5 MN; accuratezza = $\pm 1\%$);
- colonne di carico (massimo carico ≤ 10 MN; accuratezza = $\pm 1\%$);
- anelli dinamometrici (massimo carico ≤ 2 MN; accuratezza = $\pm 0.5\%$);
- celle di carico a strain gages (massimo carico ≤ 10 MN; accuratezza = $\pm 0.5\%$).

Le celle di carico idrauliche sono generalmente costituite da cilindri in acciaio con elevato rapporto tra diametro ed altezza, completamente stagni; la misura di pressione viene effettuata con trasduttori di pressione di notevole precisione ed accuratezza.

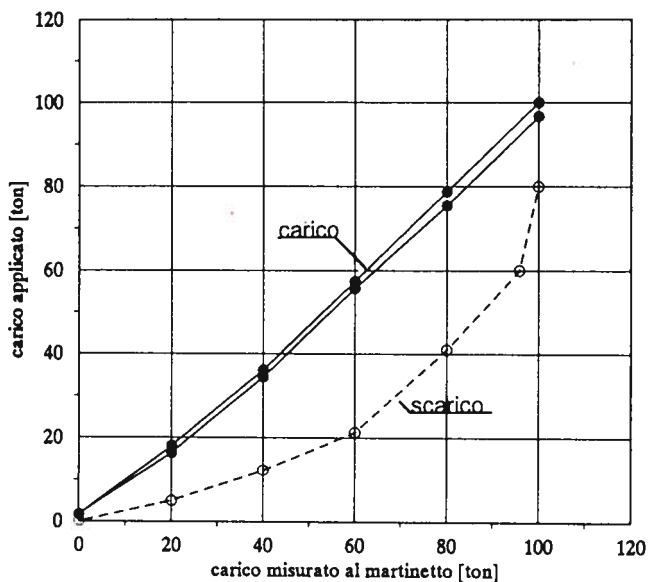


Fig. 2.2.1. Relazione tra il carico dedotto dalla misura della pressione nel circuito idraulico del martinetto e carico misurato con cella dinamometrica (tratta da Fleming et al, 1985)

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

Le celle di carico a strain gages sono anch'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 con risoluzione 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 immorsati nel terreno e disposti ad una distanza dal palo di prova pari almeno a 3 volte il diametro del palo (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. In tal senso, è 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 controllare 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 utilizzati trasduttori elettrici di spostamento con uguale grado di risoluzione; questi consentono la acquisizione automatica dei dati su supporto cartaceo o magnetico. Onde evitare il rischio che uno o più di essi possano andare fuori uso durante la prova, è buona norma disporre in ogni caso anche dei comparatori che, in quanto meccanici, appaiono sicuramente più affidabili.

Per evitare che cause accidentali (ad es.: movimenti delle travi di riferimento dovute al vento o all'incauto gesto di qualche osservatore) 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 esegua un controllo della quota dello strumento e, se possibile, anche un controllo delle travi portamicrometro, al fine di evitare che la misura risulti influenzata da fattori esterni.

2.4. Misure in profondità

Oltre al carico applicato ed allo spostamento verticale della sommità del palo, è possibile eseguire misure di spostamenti e/o deformazioni a diverse profondità lungo il fusto del palo. Questo tipo di misure consente di ottenere informazioni sullo sviluppo delle resistenze alla punta e laterale, e pertanto accrescono significativamente l'utilità delle prove di carico, specie quelle di progetto; per quanto si tratti di misure delicate e relativamente costose, è opportuno eseguirle quanto più spesso è possibile.

Le misure di spostamenti in profondità vengono effettuate tramite delle astine estensimetriche (tell-tales), predisposte all'interno di uno o più tubi ed ancorate a varie profondità nel calcestruzzo (fig. 2.4.1). E' buona norma predisporre una astina in prossimità della base del palo.

La deformazione unitaria media della porzione di palo viene ottenuta dalla differenza degli spostamenti misurati tra due successive sezioni di misura, divisa per la distanza tra le sezioni.

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

Nel primo caso rientrano gli estensimetri da calcestruzzo a corda vibrante o le barrette estensimetriche a strain gages: esse 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).

In ciascuna sezione sarebbe sufficiente disporre due sensori in posizione diametralmente opposta; poiché però molto spesso capita che durante il getto alcuni sensori vengono irrimediabilmente danneggiati, è buona norma disporre almeno quattro, all'estremità di due diametri ortogonali.

Nel secondo caso rientra 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).

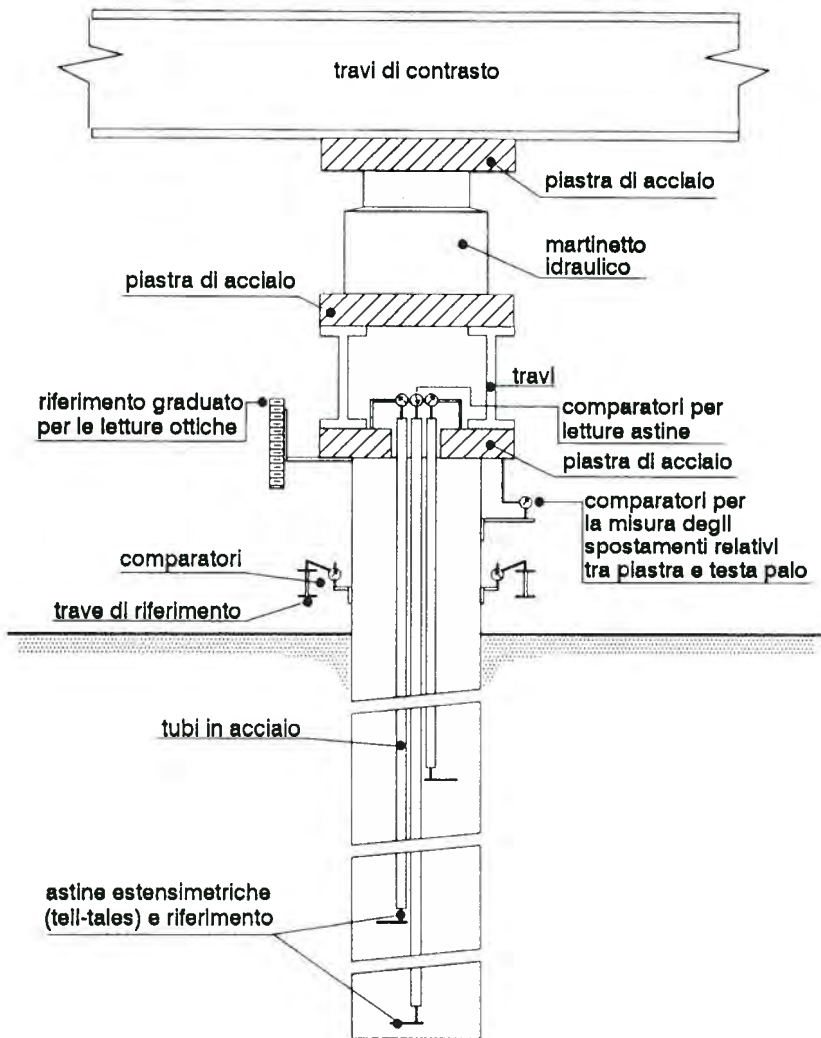


Fig. 2.4.1. Schema della disposizione di astine estensimetriche (tell-tales) per la misura degli spostamenti di punti del fusto del palo.

Esso consiste essenzialmente in una successione di nastri metallici dotati di estensimetri a strain gages, regolarmente intercalati da dispositivi di bloccaggio espandibili con un circuito a gas in pressione. Una volta assemblato a terra, lo strumento viene calato in un tubo del diametro interno di 50 mm predisposto nel palo (possibilmente in asse); quindi viene espanso il dispositivo di bloccaggio più

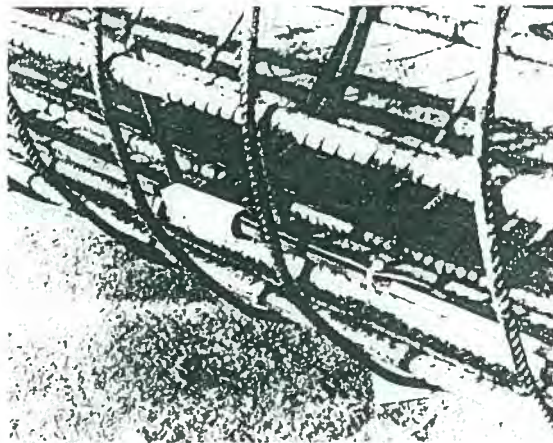


Fig. 2.4.2. Barrette estensimetriche per la misura della deformazione ϵ_z in sezioni strumentate nel fusto del palo.

profondo e lo strumento viene pre-teso 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 concepito lo strumento, la misura di deformazione al generico sensore ha il significato di deformazione media nel tratto 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 della percentuale di rischio di malfunzionamenti connessi alle operazioni di getto;
- possibilità, all'atto dell' installazione, di verificare il funzionamento dei sensori;
- possibilità, al termine della prova, di recuperare completamente lo strumento che può essere successivamente riutilizzato.

3. Modalità di prova

Esistono numerose modalità con le quali sottoporre un palo a prova di carico, che si distinguono essenzialmente in base alle velocità di applicazione del carico e dello spostamento. Di conseguenza esse possono essere raggruppate in:

- 1) prove a carico controllato;
- 2) prove a deformazione controllata.

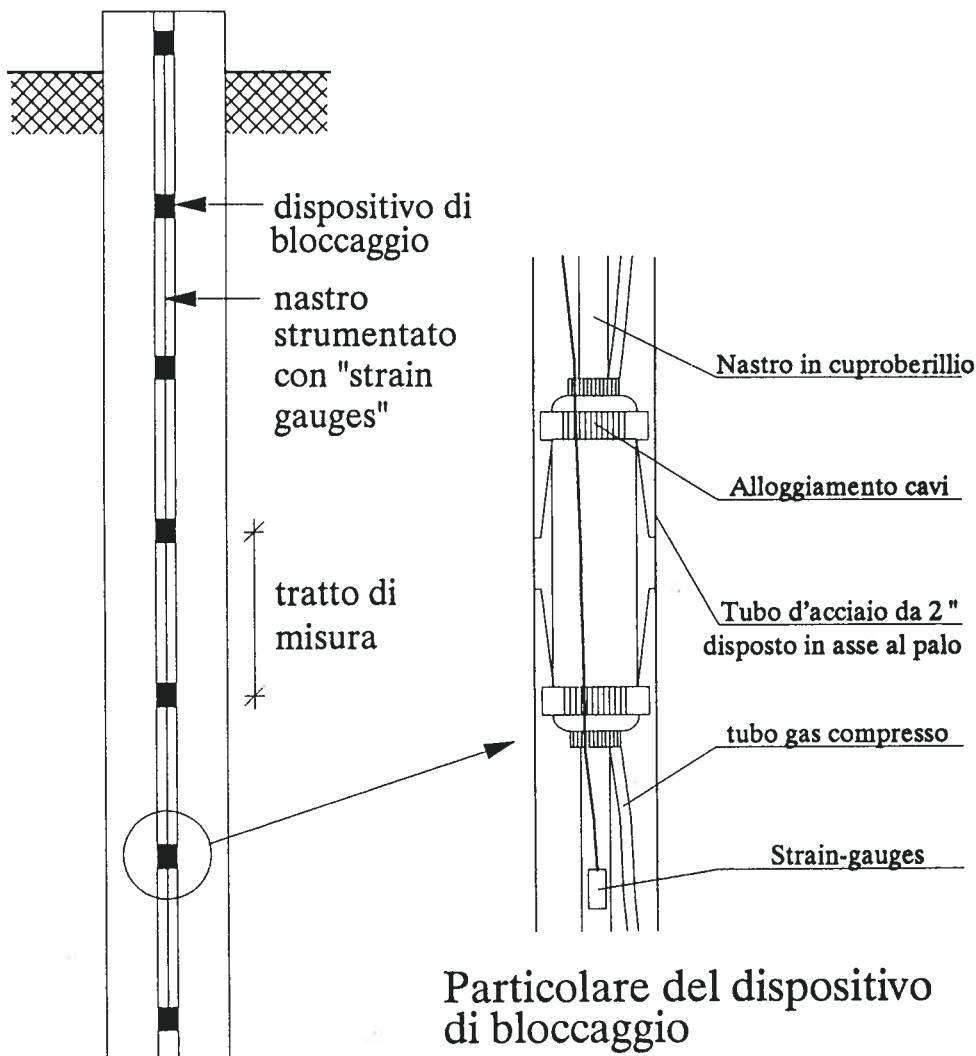


Fig. 2.4.3. Schema del multiestensimetro a nastro mod. EX89
e particolare del dispositivo di bloccaggio

Nella prima categoria rientrano le procedure più largamente utilizzate, per le quali i vari incrementi di carico vengono via via applicati sul palo e mantenuti 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

(Costant Rate of Penetration: **CRP**).

A queste va aggiunta una terza categoria di procedura (**Incremental Equilibrium Method: IEM**) raramente utilizzata. Essa è essenzialmente derivata dalla prima e consiste nella successiva applicazione di incrementi di carico mantenuti costanti per un certo periodo di tempo; viene quindi consentita la riduzione del carico totale applicato (per effetto degli spostamenti del palo) fino a che non viene raggiunta una condizione di equilibrio tra lo stesso e lo spostamento.

Nel nostro Paese la procedura più utilizzata è la ML. Essa consiste nell'applicare il carico ad incrementi discreti, 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 a priori con il criterio di attendere l'esaurimento del cedimento; in pratica il cedimento si considera 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 mm per quelli di grande diametro. 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 degli scriventi 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 degli scriventi, però, questa pratica non fornisce significative informazioni sulle deformazioni differite della palificata, che dipendono eventualmente dalla 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 debba essere abbandonata.

E' pratica corrente eseguire 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 presenti significativi carichi ciclici.

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

4. Raccolta dei dati e presentazione dei risultati

4.1. Raccolta dei dati

Il successo di una prova di carico non dipende solamente dalle misure che vengono effettuate durante l'esecuzione della stessa, ma anche dalla conoscenza di tutte le informazioni che possono o meno rendere peculiari i risultati a cui si perviene in fase di interpretazione della prova.

Nel caso di pali battuti è necessario raccogliere tutti i dati concernenti le caratteristiche della macchina operante (potenza, energia di impatto, caratteristiche delle cuffie di smorzamento, etc.) così come il profilo di battitura dello stesso (ad es.: numero di colpi per l'avanzamento di un metro di palo).

Nel caso di pali trivellati, invece, può essere utile registrare le informazioni concernenti la geometria reale del palo, 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.

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 l'osservazione diretta del legame che intercorre tra il carico verticale applicato e lo spostamento subito dall'estremità superiore del palo, le informazioni da raccogliere a tempi prefissati (anche se non necessariamente coincidenti) sono almeno otto, e precisamente: tempo, pressione del martinetto, carico applicato, spostamenti misurati ai comparatori, spostamenti misurati tramite livello ottico, posizione delle travi di riferimento, quota del livello rispetto ad un punto fisso e 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'intera prova (struttura di contrasto, sostegni laterali o pali di ancoraggio, travi portamicrometri, martinetto, cella di carico, etc.)
- disposizione delle strumentazione all'interno del palo (se presente);
- curve 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 cedimenti-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 del carico per il quale si ha la rottura del complesso palo-terreno Q_{lim} .

Se la curva presenta un massimo ben definito, la determinazione di Q_{lim} è ovvia; tuttavia, proprio perché 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 di definizione del carico limite.

Il criterio più semplice e diffuso è quello che definisce 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 per pali battuti, al 25% del diametro per pali trivellati (fig. 5.1.1).

Un altro criterio abbastanza diffuso è quello che definisce Q_{lim} come quel carico in corrispondenza del quale l'abbassamento in testa vale 2δ , essendo δ l'abbassamento osservato sotto un carico pari a $0.9 Q_{lim}$ (fig. 5.1.2).

Molto utile per l'interpretazione della prova è la cosiddetta tecnica di interpolazione iperbolica, consistente nell'interpolare la curva carico-cedimento con una

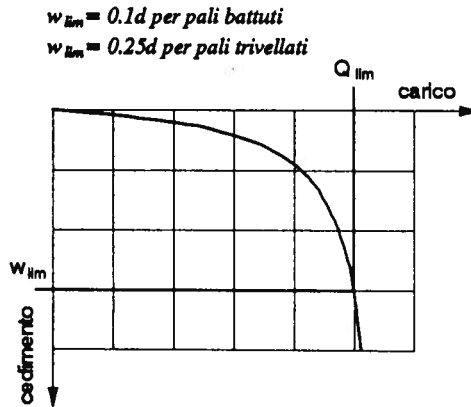


Fig. 5.1.1. Definizione del carico limite in funzione di un cedimento limite prefissato

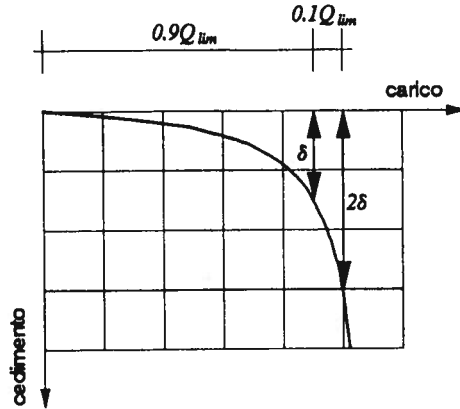


Fig.5.1.2. Definizione convenzionale del carico limite in relazione alla non linearità della curva carico-cedimento

espressione analitica, ed in particolare con l' espressione di un'iperbole. Posto:

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

la (5.1.1) può risciversi nella forma:

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

Per determinare i parametri m ed n dell'iperbole, i punti sperimentale 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 forma della curva sperimentale si avvicina effettivamente a quella di una iperbole, i punti sperimentali si dispongono su di una retta (fig. 5.1.3). L'intercetta di tale retta sull' asse delle ordinate rappresenta il valore di m , il coefficiente angolare il valore di n .

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

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

In genere si ritiene che, in prossimità dell'asintoto, la (5.1.1) interpoli meglio i dati sperimentali se "tagliata" con una linea parallela all'asse dei cedimenti in corrispondenza di un valore pari al 90% dell'asintoto; si assume quindi:

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

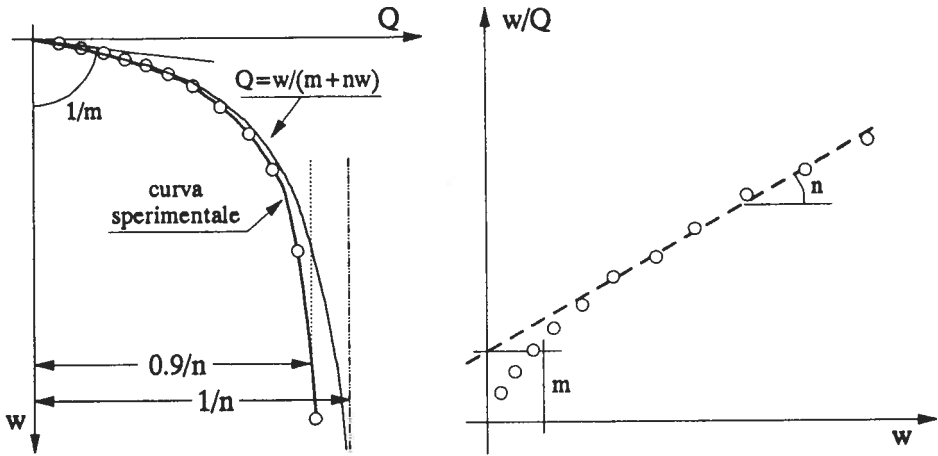


Fig. 5.1.3. Interpolazione della curva carico-cedimento con un'iperbole

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:

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

con $w_{lim} = 0.1d$ per pali battuti e $0.25d$ per 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 coefficienti di sicurezza FS sul palo singolo pari a 2 (e non FS = 2.5) qualora si disponga della determinazione diretta del carico limite mediante prova 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 curva carico-cedimento

è illustrata in fig. 5.1.4.

Quando la curva diventa parallela alla retta di equazione:

$$w = \frac{QL}{EA} \quad (5.1.7)$$

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 S_{lim} del palo. Continuando ad utilizzare l'espressione analitica dell'iperbole (5.1.1), ciò avviene in corrispondenza di un carico:

$$Q = \frac{1}{n} \left(1 - \sqrt{\frac{mEA}{L}} \right) \quad (5.1.8)$$

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 rigidezza 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 accurata interpretazione delle misure.

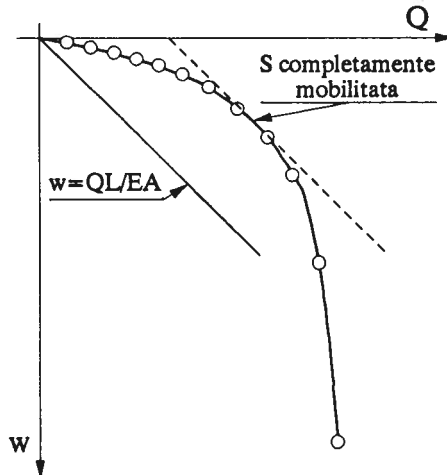


Fig. 5.1.4. Individuazione del carico al quale si è completamente mobilitata la resistenza laterale

Per quanto riguarda la geometria del palo, può essere utile 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 disporre fuori terra di un tratto di palo (ad es.: 1 m) all' interno del quale, in maniera del tutto simile a quanto detto, posizionare uno o più sensori per la misura delle deformazioni al variare del carico esterno applicato. Dal rapporto tra carico esterno Q (noto) e deformazione ϵ misurata (moltiplicata per l' area della sezione fuori terra di palo, quindi nota) 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. 5.2.1a è riportato un tipico andamento delle deformazioni verticali ϵ_z con la profondità z a partire dalla testa del palo.

Nel primo tratto viene generalmente assunto $\epsilon_z = \text{cost}$ (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.

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 ($N_z = \epsilon_z EA$) con la profondità risulta affine al precedente (fig. 5.2.1b).

Per non ricorrere alle due ipotesi menzionate, si può pensare di predisporre una sezione di misura nel tratto di palo emerso rispetto al terreno. 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).

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

Detta ϵ_{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:

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

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

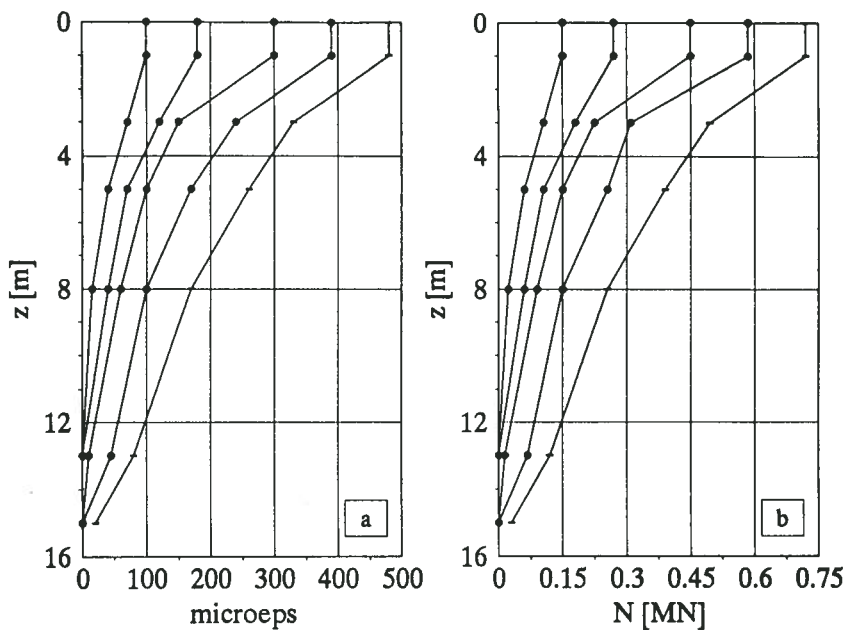


Fig. 5.2.1. Risultati di una prova di carico su palo strumentato:
 a) distribuzione delle deformazioni assiali del fusto del palo ($1\mu\epsilon = 10^{-6}$);
 b) andamento dello sforzo normale nel palo con la profondità

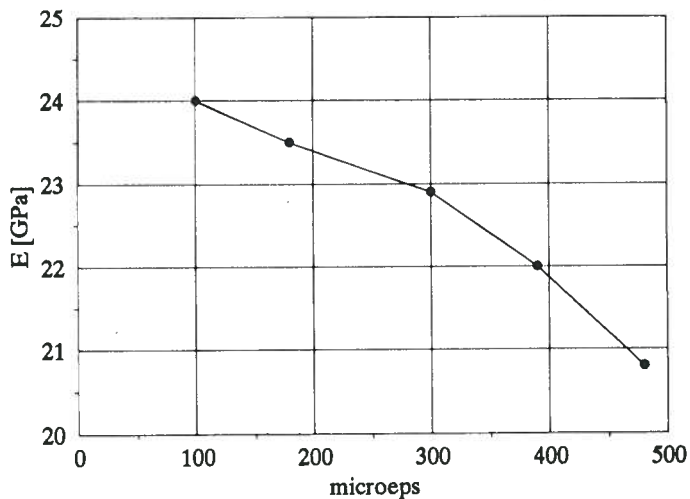


Fig. 5.2.2. Tipica variazione del modulo di elasticità del palo con il livello di deformazione ($1\mu\epsilon = 10^{-6}$)

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

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 trasmesso alla base del palo P , dalla equazione di equilibrio:

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

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

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

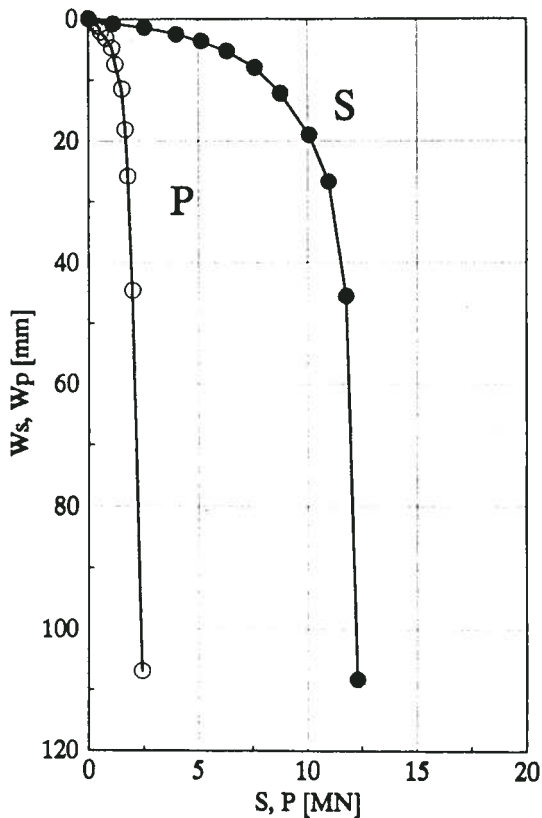


Fig. 5.2.3. Curve di mobilitazione della resistenza laterale (S) e della resistenza alla punta (P)

6. Alcuni esempi

6.1. Terreni piroclastici

Condizioni di sottosuolo

Il sottosuolo della città di Napoli e di una grossa area circostante è essenzialmente costituito da materiali di origine vulcanica, generalmente terreni piroclastici (pozzolana, pomici, ceneri), spesso posti al di sopra di un substrato tufaceo. Terreni simili sono stati rinvenuti anche altrove (ad esempio, la gran parte della città di Roma è realizzata su pozzolana; i terreni piroclastici sono molto diffusi in Giappone).

Il sottosuolo di Napoli è stato largamente indagato nel passato, il che 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, non è diffuso il ricorrere al prelievo di campioni indisturbati da sottoporre successivamente ad indagini di laboratorio. 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 mappa geotecnica preliminare della città e dei suoi dintorni. Tale mappa è stata successivamente integrata grazie alla disponibilità di ulteriori informazioni [Rippa & Vinale, 1982; Vinale, 1988].

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, centrali industriali, pile e spalle di importanti 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 risultati ottenuti, unitamente ad alcune informazioni concernenti il profilo geotecnico del sito in questione. In questo caso i pali furono strumentati con delle barrette estensimetriche a strain gages.

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 influenzano 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 degli spostamenti.

Nell'insieme sembra potersi affermare che il carico limite di tali pali può essere stimato in maniera cautelativa mediante le procedure suggerite da Reese & O'Neill [1988] basate sul numero di colpi misurato durante una prova SPT.

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

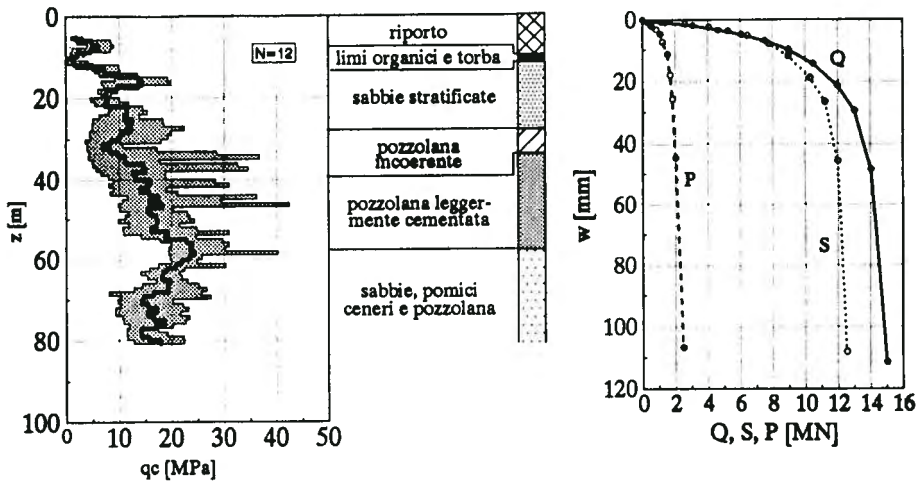


Fig. 6.1.1. Risultati di una prova di carico eseguita su un palo trivellato di grande diametro ($d=1.5$ m; $L=42.0$ m) in terreni piroclastici

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

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.

Pali ad elica continua

I pali ad elica continua (CFA) stanno via via divenendo più utilizzati nell'area napoletana per vari motivi tra cui:

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

Essi vengono realizzati con diametri compresi tra 0.4 ed 1.0 m, con lunghezze fino a 30÷35 m.

I risultati ottenuti dalle numerose prove di carico fino ad oggi eseguite sono dettagliatamente riportati in Caputo & Viggiani [1988], Mandolini & Viggiani [1992a] e Viggiani [1993].

Un tipico insieme di risultati è mostrato in fig. 6.1.2, unitamente ad alcune informazioni relative al profilo geotecnico del sito in esame. Anche in questo caso i pali furono strumentati con barrette estensimetriche a strain gages. 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

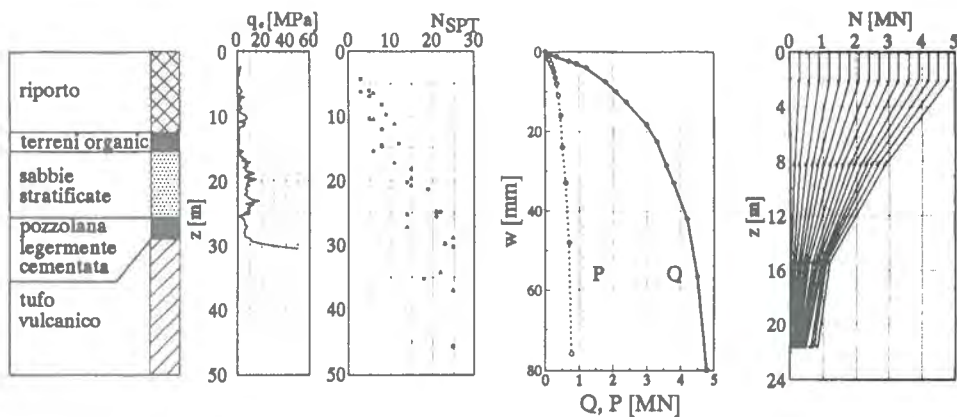


Fig. 6.1.2. Risultati di una prova di carico eseguita su un palo ad elica continua ($d=0.6$ m; $L=23.0$ m) in terreni piroclastici

fattori tecnologici.

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

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

con α funzione decrescente di q_c secondo l'espressione:

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

Pali a tufo

Il profilo geotecnico del sito in esame (fig. 6.1.3) è caratterizzato dalla presenza di uno strato di tufo vulcanico alla profondità di circa 15 m al di sotto del piano campagna. Le prove di compressione uniaxiale 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 una roccia relativamente scadente se confrontati con gli usuali valori misurati nel tufo napoletano [Croce & Pellegrino, 1967; Ripa & Vinale, 1983].

Al di sopra del tufo si rinvengono terreni piroclastici, erosi dalle colline circo-

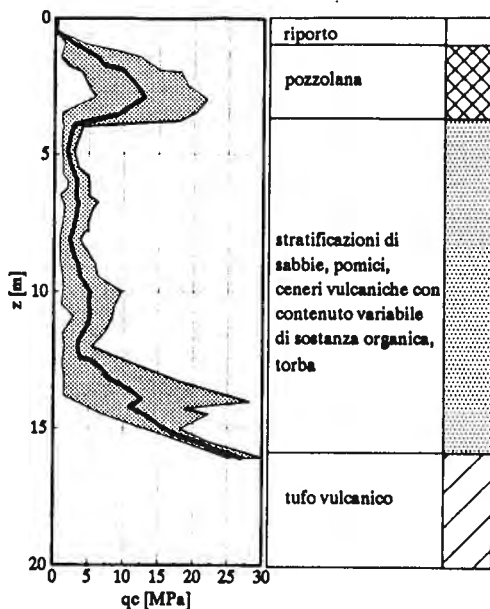


Fig. 6.1.3. Stratigrafia del sottosuolo e risultato tipico di una prova CPT nell'area napoletana

stanti 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 che sono stati realizzati 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 ammortati 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 relativo ai terreni piroclastici, nonostante le loro scadenti proprietà meccaniche. La restante parte del carico è trasmessa al tufo essenzialmente nei primi metri del tratto ammortato, 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 ammortato furono inoltre predisposte anche cinque sezioni di misura strumentate con barrette estensimetriche a strain gages che hanno confermato l' andamento dedotto dall' altro tipo di misure, ma con valori assoluti nella parte inferiore del palo addirittura inferiori.

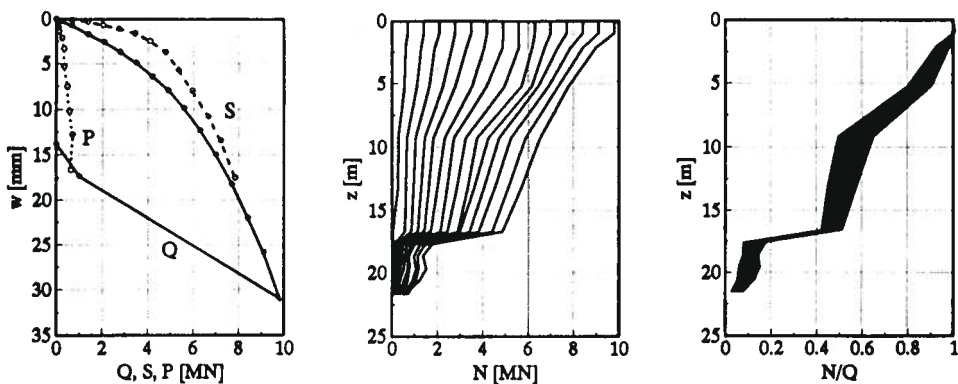


Fig.6.1.4. Risultati di una prova di carico su un palo trivellato ($d = 0.8$ m; $L = 22.0$ m) ammassato nel tufo

I pali ammassati in rocce tenere vengono generalmente progettati assumendo un valore della tensione tangenziale limite τ_{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 τ_{lim} rispettivamente uguale a 330 kPa e 375 kPa. La massima tensione tangenziale media $\bar{\tau}_{max}$ osservata nel corso della prova è pari a 330 kPa, ma appare ben lontana dal valore limite τ_{lim} . Inoltre la tensione tangenziale massima trasmessa nel primo metro di palo ammassato 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 tubolare in acciaio, chiuso inferiormente, che è stato vibroinfisso nel terreno fino ad ammassarsi 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.

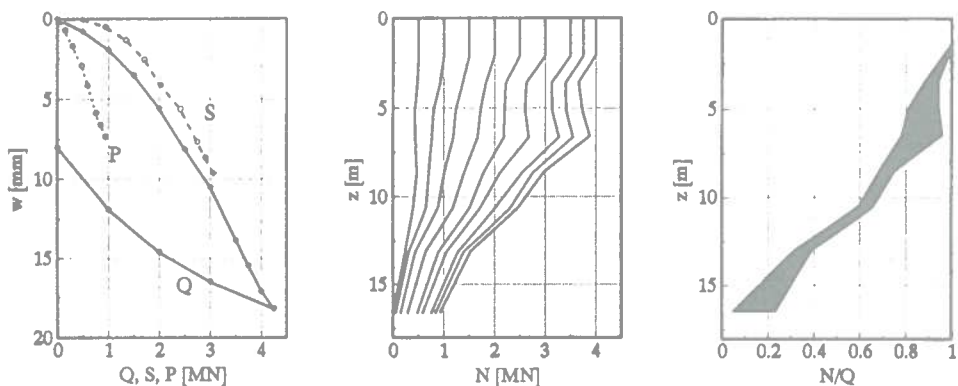


Fig.6.1.5. Risultati di una prova di carico su palo vibroinfisso ($d = 0.6$ m;
 $L = 16.6$ m) fino a rifiuto nel banco di tufo sottostante

6.2. Argille poco consistenti

Condizioni di sottosuolo

La nuova superstrada tra Napoli e Formia attraversa il fiume Garigliano 65 km a nord di Napoli tramite un importante viadotto, ubicato nella parte terminale della piana alluvionale del fiume.

Il sottosuolo è costituito da un deposito di argille limose e sabbiose 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 presenza percentuale di sostanza organica; talvolta, nell'ambito del deposito, si rinvengono lenti o sottili strati di torba e sabbie.

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

Le proprietà dei terreni sono state ampiamente discusse da Mandolini & Viggiani [1992,b]; alcuni dati sono riportati nella fig. 6.2.1.

Pali battuti 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 "pali 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

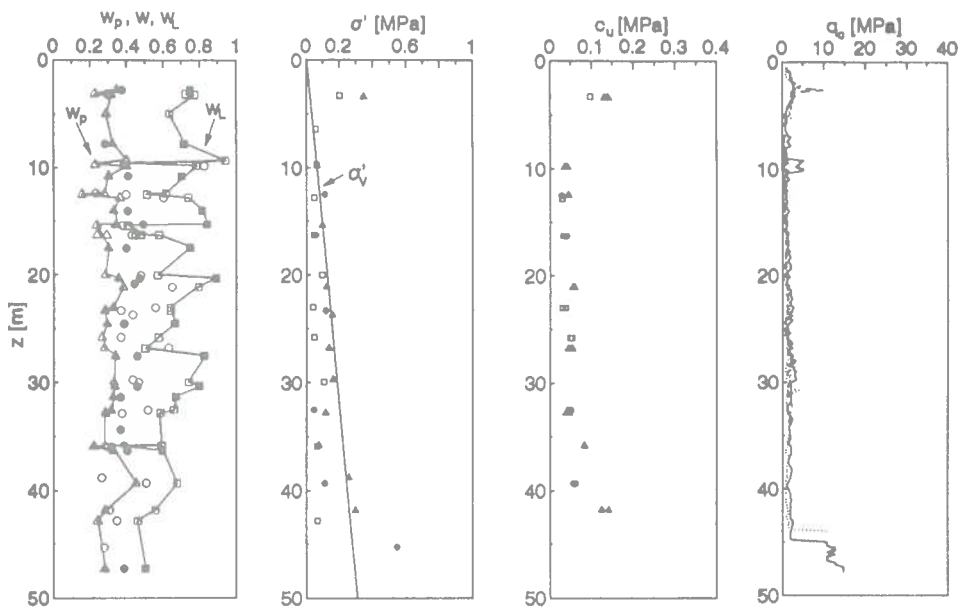


Fig.6.2.1. Stratigrafia del sottosuolo e proprietà dei terreni di fondazione del viadotto sul fiume Garigliano

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, in corrispondenza di spostamenti alla punta pari a solamente 14 mm. La compressione del fusto fu 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, origina 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 di rigidità delle argille E_u ; si ottengono valori compresi tra 40 e 90 MPa. Tali valori sono in accordo con quelli relativi a livelli di de-

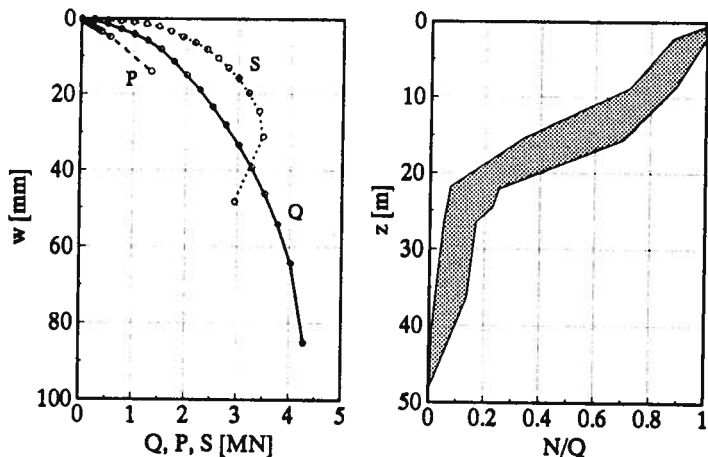


Fig. 6.2.2. Risultati delle prove di carico eseguite su pali battuti tubolari in acciaio Multiton ($d=0.35\div0.40$ m; $L=48.0$ m) in argille poco consistenti

formazione molto bassi dedotti da misure in sito di velocità delle onde di taglio con prove in foro cross-hole, tramite le quali si è ottenuto $E_u = 30 \div 90$ MPa [Mancuso & Mandolini, 1993].

6.3. Argille consistenti

Argille varicolori

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

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 da prove di compressione triassiale su campioni indisturbati di terreno, è altamente variabile a causa delle notevoli difficoltà nel 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.

Due pali del diametro di 1 m e lunghezza di 12 m, completamente realizzati nella formazione di argille varicolori, furono sottoposti a prove di carico pilota. I pali furono realizzati eseguendo la trivellazione a secco con bucket e quindi 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 α (rapporto tra la tensione tangenziale limite τ_{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 rigidità assiale iniziale del palo può essere interpretata in termini di modulo di elasticità non drenato delle argille varicolori E_u variabile tra 330 e 550 MPa, con un rapporto $E_u/c_u = 1320 \div 2200$.

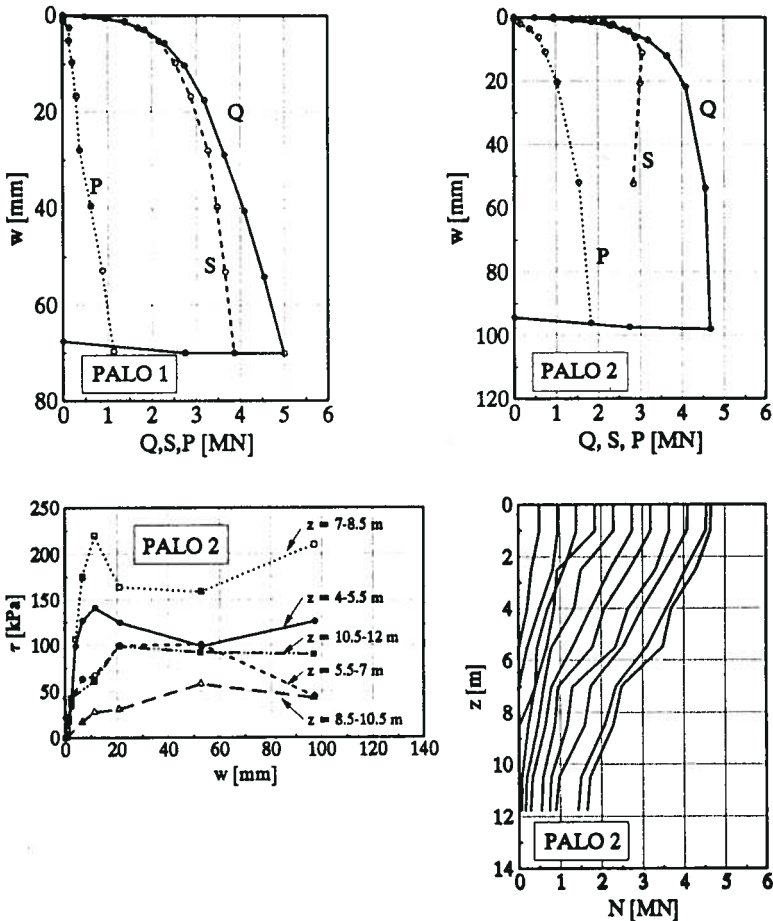


Fig. 6.3.1. Risultati di due prove di carico su pali trivellati ($d = 1.0$ m; $L = 12.0$ m) in argille varicolori consistenti

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, fino ad una profondità 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 trasmessa 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 dello stesso ordine di grandezza.

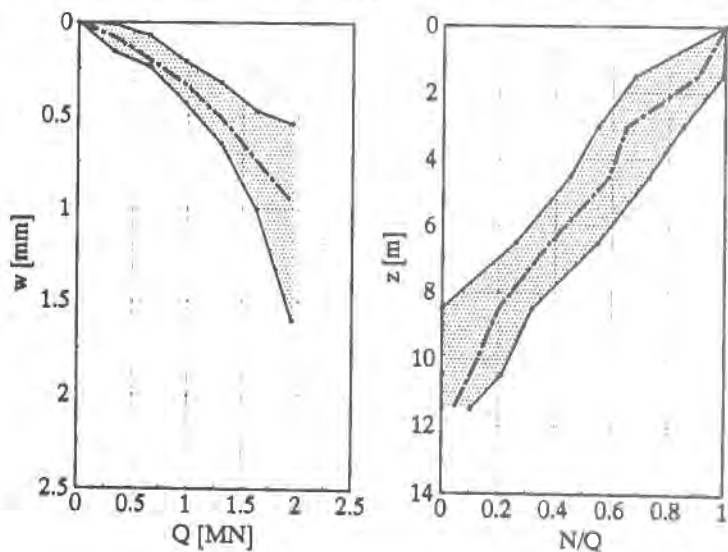


Fig. 6.3.2. Risultati di sette prove di carico su pali trivellati ($d=0.8$ m; $L=12.0$ m) in argille azzurre consistenti del Pliocene

7. Conclusioni

La strumentazione disponibile al giorno d' oggi per l' esecuzione di prove di carico su pali è oramai affidabile al punto da fornire utili informazioni anche nelle non sempre facili condizioni di sito; è necessario, però, che gli strumenti siano scelti ed installati in maniera appropriata e i risultati delle misure dettagliatamente raccolti ed interpretati. Il costo addizionale di una strumentazione con misure in profondità non è molto alto, soprattutto in rapporto al costo della prova stessa; le informazioni aggiuntive che essa può però fornire la rende sicuramente efficace nella maggior parte dei casi.

Dal punto di vista strettamente ingegneristico, prove di carico su pali strumentati in vera grandezza (se ben programmate e correttamente eseguite) appaiono estremamente utili per ogni particolare caso. In linea più generale, una migliore comprensione dei complessi meccanismi che regolano l'interazione tra palo e terreno non può che essere ottenuta mediante la metodica raccolta di casi sperimentali ben documentati, che consente la messa a punto di semplici e soddisfacenti criteri di progetto. Nel presente lavoro, sulla base dei dati sperimentali tratti dall' esperienza raccolta in numerosi anni di tale attività, sono stati illustrati alcuni esempi di entrambi gli approcci.

Bibliografia

- Bustamante M., J.F. Jezequel, L. Gianceselli (1990):** "La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LCPC". *Méthode d'essai n.34*, LCPC, Paris.
- Bustamante M., L. Gianceselli, 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". *Int. 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):** "Il sottosuolo della città di Napoli. Caratterizzazione geotecnica del territorio urbano". *Atti del VIII Conv. Italiano di*

- Geotecnica*, Cagliari. vol. 3, p. 233.
- Fioruzzi A., P. Ceretti, L.F. Albert, S. Marchetti (1991):** "Example application of a new type 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 (1985):** "Piling Engineering". *Surrey University Press*, Halsted Press.
- Fleming W.G.K. (1992):** "A new method for single pile settlement prediction and analysis". *Géotechnique*, vol.42, n. 3, p. 411.
- Horvat 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):** "Experiences with CPT in eastern Naples area". *Proc. II E.S.O.P.T.*, 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 Seminar 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.

MODELLAZIONE DI PROVE DI CARICO DI COLLAUDO SU PALI

Francesco Castelli - Facoltà di Ingegneria, Università di Catania
Michele Maugeri - Facoltà di Ingegneria, Università di Catania

L'utilità di interpretare delle prove di carico di collaudo nasce soprattutto dalla difficoltà ed onerosità di eseguire delle buone prove a rottura, specie su pali di elevata portanza. In questo caso, la disponibilità di un modello di calcolo che consenta la simulazione numerica del comportamento della struttura, costituisce un valido strumento per la elaborazione delle informazioni desunte da una prova in vera grandezza, anche nel caso si tratti di una prova di collaudo. I metodi tradizionali di calcolo del cedimento di un palo sono prevalentemente basati sulla teoria dell'elasticità, mentre al contrario le prove sperimentali di carico confermano la non linearità dell'interazione palo-terreno. Con l'avvento dei calcolatori elettronici, sono stati elaborati metodi di analisi più sofisticati per prevedere il cedimento e la distribuzione di carico in un palo singolo. Tuttavia dal punto di vista progettuale, può tornare utile disporre di una procedura semplificata, che permettendo di considerare la non linearità dell'interazione palo-terreno, consenta di valutare il carico limite del palo attraverso i risultati ottenuti da una prova di carico di collaudo.

1. Introduzione

L'approccio usualmente utilizzato nel progetto di una fondazione profonda prevede il calcolo separato del carico di rottura e delle deformazioni sotto il carico di esercizio. In conseguenza l'analisi previsionale del comportamento di un palo, comporterà la determinazione di un coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura e la valutazione di un abbassamento ammissibile della fondazione sotto i carichi di esercizio. Poichè in genere tali valori non sono messi in relazione tra loro, non è certo che sia sempre verificata la condizione, che sotto il previsto carico di esercizio, il corrispondente cedimento del palo sia realmente ammissibile dalla sovrastruttura.

Sottoporre a prova di carico i pali di fondazione, rappresenta certamente il metodo più sicuro per verificare se il reale comportamento della struttura corrisponde a quanto previsto in sede progettuale. Per motivi sostanzialmente di natura economica, le prove di carico a rottura sono normalmente sostituite con prove di collaudo, eseguite su pali facenti parte della fondazione, e per i quali questo tipo di prova non compromette l'idoneità.

Come noto, la prova di collaudo consiste nell'applicare sul palo un carico non superiore ad 1.5-2 volte il carico massimo di esercizio, tentando di prevedere attraverso il comportamento rilevato della struttura, quello più probabile qualora il palo fosse sottoposto a condizioni di carico molto più elevate. In ogni caso, se il carico di collaudo ha raggiunto K volte il carico di esercizio P senza che si sia verificata la rottura, sarà stato comunque accertato un valore del fattore di sicurezza F non inferiore a K .

La valutazione del comportamento di un palo attraverso le prove di collaudo resta tuttavia affetta da notevoli incertezze, specie quando vengono attraversati terreni compressibili e ancor più se vi sono condizioni per cui si prevede un fenomeno di attrito negativo ad opera degli strati superiori di terreno. Nel caso poi di pali di grande diametro specialmente se lunghi, le prove di collaudo, già di per sé onerose, lo diventano ancor di più se devono essere introdotte maggiorazioni rispetto al carico $(1.5-2)P$ per mobilitare valori significativi di resistenza della struttura.

Va inoltre osservato che poichè le prove di collaudo vengono normalmente eseguite su pali non strumentati, da esse è possibile conoscere soltanto il cedimento alla testa del palo prodotto dai carichi di prova via via applicati, senza cioè ulteriori informazioni sui diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale ed alla punta del palo.

Nel caso di opere di notevole importanza si ricorre in genere a prove su pali strumentati, condotte solitamente fino a rottura, nel contesto di indagini molto approfondite. Tali prove sono eseguite su pali appositamente costruiti e corredati di strumenti di misura a diverse quote, che permettono di determinare la suddivisione del carico sopportato per attrito laterale ed alla punta, la mobilitazione della resistenza laterale in funzione della profondità, la distribuzione del

carico lungo il palo. In questo tipo di prove di norma vengono eseguite misure in numerose sezioni del palo, riuscendo così a conoscerne meglio il reale comportamento.

A causa della difficoltà e soprattutto dell'onerosità di eseguire delle buone prove strumentate a rottura specie su pali di elevata portanza, è opportuno disporre di adeguati modelli per l'interpretazione delle prove di carico di collaudo che permettano, dall'estrapolazione dei risultati ottenuti, di valutare il carico di rottura del complesso palo-terreno.

2. Interazione palo-terreno

2.1 Generalità

Lo studio del comportamento di un palo viene sovente risolto attraverso il metodo delle *Funzioni di Trasferimento*, per la possibilità di realizzare in questo modo delle procedure di tipo numerico che danno una buona affidabilità sui risultati forniti.

Il metodo in generale è basato sul rilievo sperimentale di relazioni che legano tra loro lo spostamento e la resistenza mobilitata in vari punti del palo. Una volta note le caratteristiche geometriche della struttura e quelle geotecniche dei terreni attraversati, dai risultati sperimentali è possibile costruire curve carico-cedimento aderenti alla realtà sperimentale. Mediante tale procedura è possibile cogliere alcuni degli aspetti più importanti del meccanismo di trasferimento del carico, tra cui in particolare, la non linearità dell'interazione palo-terreno. Sulla base della predetta metodologia vari Autori hanno proposto dei modelli per l'analisi del comportamento di un palo soggetto a condizioni di carico di tipo sia assiale che orizzontale.

Il primo tentativo di definire una funzione di trasferimento si deve forse a Kezdi (1957), che propose una relazione di tipo esponenziale per correlare tra di loro il cedimento prodotto dal carico applicato sul palo con la corrispondente resistenza mobilitata.

A partire da questo iniziale modello, numerose altre espressioni di funzioni di trasferimento sono state proposte negli anni (Coyle e Reese,1966; Chin,1970; Kraft et al,1981; Cooke et al,1979; Randolph,1986; Maugeri et al,1991), nell'intento di poter sintetizzare in un'unica espressione matematica i numerosi aspetti caratterizzanti il meccanismo di trasferimento del carico dal palo al terreno circostante.

2.2 Modello di interazione palo-terreno

Nel caso in esame, la funzione che è stata utilizzata per correlare il cedimento w del palo alla corrispondente tensione unitaria mobilitata alla generica profondità,

ha equazione (Chin,1970):

$$q(z) = \frac{w(z)}{a + b w(z)} \quad (1)$$

Tale funzione di tipo iperbolico, risulta definita una volta determinato il valore dei parametri a e b , con i quali vengono espresse rispettivamente le caratteristiche di deformabilità e di resistenza del terreno in cui si trova immerso il palo. Infatti in una rappresentazione del legame iperbolico normalizzata rispetto al cedimento w , i parametri a e b risultano definiti rispettivamente quali i reciproci della rigidezza iniziale e della resistenza limite del complesso palo-terreno. Indicando infatti con KI il valore iniziale della rigidezza, ovvero la pendenza della tangente all'origine della funzione di trasferimento, che ha pertanto dimensioni $[FL^{-3}]$, e con q_{lim} la resistenza limite laterale ed alla punta del terreno in cui si trova immerso il palo, la (1) può essere riscritta come (Castelli et al,1992):

$$q(z) = \frac{w(z)}{\frac{1}{KI(z)} + \frac{w(z)}{q_{lim}(z)}} \quad (2)$$

in cui i valori dei termini KI e q_{lim} vanno naturalmente differenziati al variare delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei terreni attraversati dal palo.

Sulla base di tale modello, attraverso un procedimento di discretizzazione del palo in conci, è stato realizzato un apposito codice di calcolo per la simulazione del comportamento di un palo soggetto a carico assiale (Castelli et al,1992).

2.3 Determinazione dei parametri del modello

Il metodo più corretto per valutare i parametri $a=1/KI$ e $b=1/q_{lim}$ dell'eq.(1), è quello di ricavarli direttamente da una prova sperimentale di carico su pali. In questo caso infatti tali parametri possono essere estrapolati attraverso la normalizzazione della curva sperimentale carico-cedimenti, la cui pendenza determina il valore limite della resistenza del complesso palo-terreno e la cui intercetta con l'asse delle ordinate, il valore della rigidezza iniziale (fig.1). Potendo disporre di prove sperimentali su pali strumentati in vera grandezza, si può definire una funzione di trasferimento per ciascuna sezione di misura lungo il palo (Castelli e Maugeri,1992).

Qualora non fosse possibile disporre di prove di carico su pali, i parametri a e b possono essere determinati sulla base delle conoscenze dei valori dei parametri geotecnici del terreno. In particolare il parametro b può essere valutato attraverso i risultati di prove penetrometriche statiche e dinamiche condotte in situ, oppure ricorrendo ad una valutazione della resistenza limite del complesso palo-terreno

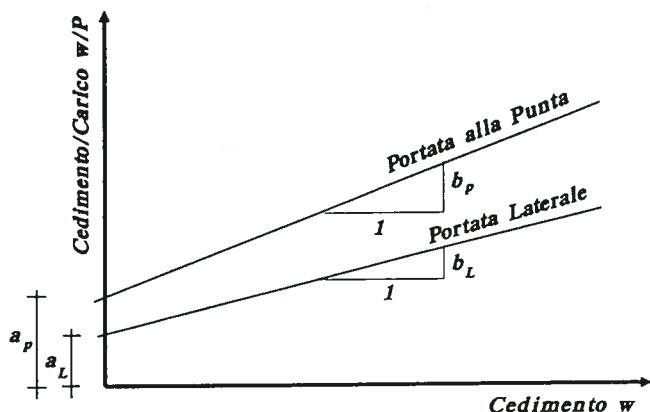


Fig.1-Funzioni di trasferimento del carico lungo la superficie laterale ed alla punta del palo

mediante le tradizionali formule statiche (Marchetti, 1989).

Sempre nell'eventualità di non disporre di prove di carico su pali, il parametro a definito dalla (2), può essere determinato attraverso relazioni di tipo teorico, o più spesso di tipo empirico o semi-empirico, in cui il valore del parametro a è legato ad alcune proprietà geotecniche dei terreni ed alle caratteristiche geometriche del palo.

Nel caso dell'eq.(2), la rigidità iniziale della funzione di trasferimento può essere ottenuta mediante una relazione ricavata dalla teoria in campo elastico proposta da Randolph e Wroth (1978), attraverso cui tale parametro viene correlato ad una grandezza dal preciso significato fisico, quale il modulo di taglio iniziale G_0 del terreno. Infatti in corrispondenza dell'origine, la tangente alle curve di trasferimento laterale ed alla punta, può essere espressa tramite le relazioni (Castelli et al, 1993):

$$KI_L = \frac{G_0}{R_0 \ln(R/R_0)} \quad (3)$$

$$KI_p = \frac{G_0}{R_0 \ln(R'/R_0)} \quad (4)$$

essendo R_0 il raggio del palo, ed R ed R' rispettivamente il raggio della zona entro cui si risente della presenza del palo in corrispondenza della superficie laterale ed alla punta. In particolare il raggio R può essere definito come la distanza radiale dal palo in prossimità della quale la tensione laterale mobilitata diviene trascurabile. Il suo valore può essere determinato secondo la relazione $R = 2,5(1 - \nu) L$ (Randolph e Wroth, 1978) dove ν è il coefficiente di Poisson ed L la lunghezza del palo, oppure assumendo $\ln(R/R_0) = 3 - 5$ (Baguelin e Frank, 1975).

Per quanto riguarda la valutazione del raggio R' , esistono maggiori incertezze a seguito della scarsa disponibilità di dati sperimentali sul comportamento della

punta rilevati nel corso di prove su pali strumentati in vera grandezza. Dalla simulazione numerica di alcune prove in situ (Castelli et al,1992) e dai risultati ottenuti da Ottaviani (1975) con un'analisi agli elementi finiti, risulta che in corrispondenza della punta del palo la distanza radiale dalla quale lo sforzo tangenziale diviene trascurabile è pari a circa $(1,5-3)D$, essendo D il diametro del palo.

Riguardo al modulo iniziale di taglio G_0 , che compare nelle (3) e (4), esso andrebbe determinato attraverso prove di laboratorio; nel caso in cui ciò non fosse possibile, può essere ricavato mediante correlazioni che ne legano il valore ad alcune proprietà dei terreni quali in particolare la resistenza al taglio non drenata c_u e la resistenza alla punta di una prova penetrometrica statica (Carrubba e Maugeri,1988). Il valore iniziale del modulo di taglio G_0 in condizioni statiche assume valori praticamente coincidenti con quello in condizioni dinamiche (Carrubba e Maugeri,1988), quest'ultimo può essere valutato attraverso la teoria della propagazione delle onde elastiche in un mezzo semi-infinito, ed in particolare dalle equazioni fondamentali che consentono di determinare tale grandezza dalla velocità di propagazione nel terreno delle onde trasversali di taglio, valutata attraverso prove sismiche del tipo down-hole e cross-hole (Carrubba e Maugeri,1991; Maugeri et al,1994).

3. Soluzioni in forma chiusa per la valutazione dei cedimenti

3.1 Generalità

Da un punto di vista generale i metodi di analisi per prevedere il cedimento e la distribuzione di carico in un palo singolo possono essere classificati in tre grandi categorie: metodi basati sull'elasticità che utilizzano le equazioni di Mindlin (1936); metodi di trasferimento del carico, a cui appartiene il modello proposto al cap.2; metodi numerici, tra cui in particolare il metodo agli elementi finiti (Zienkiewicz,1971).

Tuttavia dal punto di vista progettuale, può tornare utile disporre di una procedura che in maniera semplice consenta di valutare i cedimenti dei pali, specie sotto i carichi di esercizio. Peraltro nell' eventualità che non si disponga di esaurienti indagini geotecniche, non è consigliabile usare un algoritmo di calcolo complesso, giacchè l'incertezza sull' effettivo valore dei parametri geotecnici vanifica in ogni caso l'accuratezza dei risultati.

In questi casi si può fare ricorso ad alcune procedure semplificate basate sulla teoria dell'elasticità, che permettono di determinare attraverso soluzioni analitiche in forma chiusa i cedimenti del palo e del terreno circostante (Poulos e Davis,1968; Butterfield e Banerjee, 1971; Banerjee e Davies,1978). In tali procedure i cedimenti del palo vengono ottenuti considerando la compressibilità del palo sotto carico assiale, i cedimenti del terreno nella maggior parte dei casi,

utilizzando le equazioni di Mindlin; si ottiene una soluzione imponendo la congruenza tra i cedimenti del palo e del terreno circostante, per ciascuno degli elementi in cui il palo viene discretizzato.

3.2 Metodo di Poulos

Tra i modelli basati sulla teoria dell'elasticità, viene di seguito descritto il metodo proposto da Poulos (1979), per il calcolo dei cedimenti di un palo singolo posto in terreno non omogeneo. Il metodo è direttamente derivato da quello proposto da Mattes e Poulos (1969), valido per il caso di palo in terreno di tipo omogeneo.

Come osservato in precedenza, i cedimenti prodotti sul palo dai carichi applicati possono essere ottenuti per compatibilità con gli spostamenti del terreno circostante, utilizzando per il calcolo di quest'ultimi le equazioni di Mindlin e considerando il palo deformabile solo per compressione assiale.

Nel caso allora di terreno omogeneo con comportamento di tipo elastico, lo spostamento ρ_{ij} del terreno in corrispondenza di ciascun elemento i in cui può essere discretizzato il palo, può essere espresso tramite la relazione:

$$\rho_{ij} = \frac{d}{E_s} I_{ij} p_j \quad (5)$$

essendo d il diametro del palo, E_s il modulo di elasticità del terreno, p_j la tensione di interazione palo-terreno in corrispondenza dell'elemento j , ed infine I_{ij} un fattore d'influenza dello spostamento, che può essere ricavato per integrazione dell'equazioni di Mindlin.

Nel caso il terreno sia di tipo non omogeneo o addirittura notevolmente stratificato, le equazioni di Mindlin possono essere ancora utilizzate considerando nell'interazione tra due elementi del palo contigui un modulo di elasticità equivalente del terreno.

Se la disomogeneità del terreno è tale da poterne schematizzare il comportamento secondo un modello di suolo alla Gibson con modulo di elasticità crescente con la profondità, il cedimento ρ alla testa del palo può essere determinato tramite la relazione:

$$\rho = \frac{P}{d E_{sL}} I_\rho \quad (6)$$

essendo P il carico applicato alla testa del palo, E_{sL} il modulo di elasticità del terreno alla profondità della punta del palo e I_ρ un fattore d'influenza che si trova opportunamente graficizzato in funzione delle caratteristiche geometriche del palo e delle caratteristiche di deformabilità del terreno. Valori diversi di I_ρ vengono forniti da Poulos (1979) in funzione di un fattore di rigidezza del palo

K_b e di un fattore di omogeneità η (fig.2), definiti rispettivamente come:

$$K_b = \frac{E_p}{E_{sL}} R_A \quad (7)$$

$$\eta = \frac{E_{so}}{E_{sL}} \quad (8)$$

in cui E_p è il modulo di elasticità del palo, R_A un rapporto di area, che può essere assunto pari all'unità nel caso di pali con sezione trasversale costante, ed E_{so} il modulo di elasticità del terreno in corrispondenza della testa del palo. Il metodo consente implicitamente di considerare anche il caso di terreno omogeneo nel caso in cui $\eta=1$.

3.3 Metodo di Fleming

Il metodo proposto da Fleming (1992) per il calcolo dei cedimenti di un palo singolo soggetto a carico assiale, appartiene alla categoria dei modelli di analisi dell'interazione palo-terreno basati sull'impiego delle funzioni di trasferimento del carico. Con riferimento infatti all' equazione iperbolica proposta da Chin (1970) ed espressa dalla (1), si può esprimere il cedimento lungo la superficie laterale del palo Δ_s ed in corrispondenza della punta Δ_B , tramite le relazioni:

$$\Delta_s = \frac{K_s U_s P_s}{U_s - P_s} \quad (9)$$

$$\Delta_B = \frac{K_B U_B P_B}{U_B - P_B} \quad (10)$$

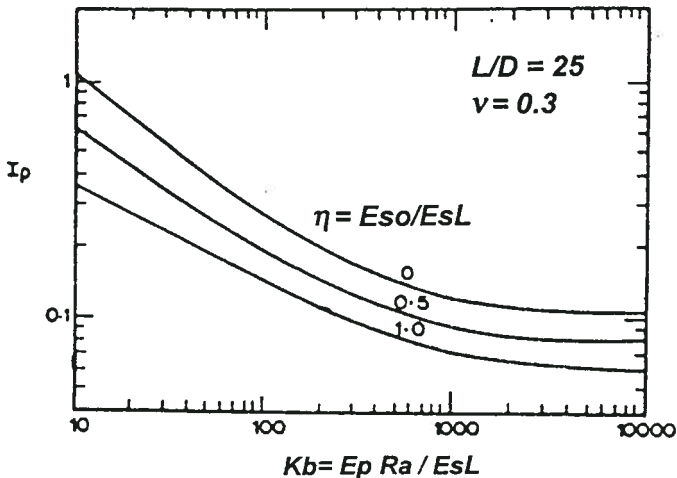


Fig.2-Valori del fattore d'influenza I_p (Poulos,1979) per il calcolo dei cedimenti del palo

nel caso di un palo rigido il cedimento Δ_s alla testa del palo coincide con il cedimento Δ_B della punta. Nelle (9) e (10) i termini U_s e U_B rappresentano rispettivamente la resistenza limite laterale ed alla punta del palo, P_s e P_B le portate mobilitate dai corrispondenti cedimenti Δ_s e Δ_B , ed infine K_s e K_B le tangenti all'origine delle funzioni iperboliche utilizzate per simulare il meccanismo di trasferimento del carico lungo la superficie laterale ed alla punta del palo.

Così come sottolineato in precedenza, è proprio la valutazione di quest'ultimi parametri che presenta maggiori difficoltà. Per la loro determinazione si può tuttavia fare ricorso alle relazioni riportate al par.2.3, che ne legano il valore ad alcune proprietà fondamentali dei terreni (Castelli et al,1992). In ultima analisi si può fare ricorso ad alcune relazioni di tipo empirico come quelle proposte da Fleming (1992). Infatti introdotto il fattore adimensionale di flessibilità M_s , ed indicando con E_B e D rispettivamente il modulo di elasticità del terreno al di sotto della punta del palo ed il diametro del palo medesimo, si può assumere che:

$$K_s = \frac{M_s}{U_s} \qquad K_B = \frac{0.6}{D E_B}$$

e pertanto le (9) e (10) possono essere riscritte come:

$$\Delta_s = \frac{M_s D P_s}{U_s - P_s} \qquad (11) \qquad \Delta_B = \frac{0.6 U_B P_B}{D E_B (U_B - P_B)} \qquad (12)$$

Riguardo al fattore di flessibilità M_s , Fleming (1992) suggerisce di adottare valori compresi tra 0.004, nel caso di terreni poco resistenti, e 0.0005 per terreni molto resistenti e rocce tenere, con buona corrispondenza con i valori ricavati dall'analisi numerica a posteriori di alcune prove di carico su pali strumentati in vera grandezza (Castelli et al, 1992; Maugeri et al,1993).

Ai fini della valutazione del cedimento totale prodotto dal carico assiale applicato alla testa del palo, bisogna sommare al cedimento fin qui calcolato l'accorciamento elastico dovuto allo sforzo normale agente lungo la struttura. A tal proposito può essere utilizzata una procedura semplificata ricavata sulla base di misure sperimentali dell'accorciamento elastico del palo. Secondo tale procedura l'accorciamento elastico può essere considerato somma di vari contributi, che intervengono all'aumentare del carico applicato sul palo. Per valori modesti, fino al raggiungimento del carico limite laterale, l'accorciamento elastico totale può essere espresso tramite la relazione:

$$\Delta_E = \frac{4 P_T (L_o + K_E L_F)}{\pi D^2 E_C} \qquad (13)$$

mentre per valori del carico applicato superiori a quello limite laterale, tramite la

relazione:

$$\Delta_E = \frac{4}{\pi D^2 E_C} (P_T (L_o + L_F) - L_F U_S (1 - K_E)) \quad (14)$$

essendo P_T il carico applicato sul palo, E_C il modulo di elasticità del palo, L_o la lunghezza del tratto superiore di palo a modesto trasferimento di carico al terreno, L_F la lunghezza del restante tratto di palo entro cui avviene il maggiore trasferimento di carico dal palo al terreno ed infine, K_E un fattore adimensionale che può in generale essere assunto pari a 0.45.

3.4 Soluzione proposta in forma chiusa

Allo scopo di consentire una semplice e pratica utilizzazione del modello proposto al cap.2 sono state ricavate delle relazioni che consentono di determinare il cedimento alla testa del palo senza l'ausilio di un codice di calcolo. In tal caso può essere utilizzata una procedura semplificata per la previsione dei cedimenti del palo singolo, che permette di esprimere tale cedimento mediante soluzioni analitiche in forma chiusa, nell'ipotesi semplificativa di terreno omogeneo e portata alla punta trascurabile rispetto a quella laterale. Quest'ultima ipotesi è accettabile qualora, in presenza di cedimenti modesti, possa essere rimossa la condizione di terreno non omogeneo, utilizzando una rigidezza equivalente KI^* , con dimensioni $[FL^{-1}]$, costante con la profondità ed espressa dalla relazione:

$$KI^* = (KI_L + KI_p) = (\sum_i KI_{L,i} AL_i + KI_p A) \quad (15)$$

essendo KI_L la rigidezza iniziale del legame iperbolico relativo alla superficie laterale del palo, KI_p la rigidezza iniziale del legame iperbolico relativo alla punta del palo, AL_i la superficie laterale del tratto di palo in cui $KI_{L,i}$ può ritenersi costante ed A , l'area della sezione trasversale del palo.

Il cedimento alla testa del palo può essere pensato come somma di due contributi, il primo w_r dovuto alla deformazione del complesso palo-terreno nell'ipotesi di palo rigido, il secondo w_e dovuto all'accorciamento elastico del palo. Indicando con η il livello di carico agente $\eta = P/P_{lim}$, essendo P_{lim} il carico assiale ultimo del palo e P il generico carico applicato, il valore di w_r può essere espresso, al pari delle eq.(9) e (10), attraverso una relazione ricavata dall'equazione del legame iperbolico adottato per simulare l'interazione tra palo e terreno:

$$w_r = \frac{P}{KI^* (1 - \eta)} \quad (16)$$

Per ricavare un' espressione analitica dell'accorciamento elastico w_e si può, in prima approssimazione, pensare che il palo sia immerso in uno spazio elastico alla Winkler, con molle di costante elastica K_L disposte lungo il fusto e vincolato in corrispondenza della punta, con una molla di costante elastica K_p . In questo caso, la soluzione dell'equazione differenziale di equilibrio che regge il problema, fornisce la soluzione:

$$w_e = C \frac{P}{EA} \quad (17)$$

dove E è il modulo di Young del palo e C un coefficiente espresso dalla relazione:

$$C = \frac{e^{\alpha L} (1 + \beta) + e^{-\alpha L} (1 - \beta) - 2}{e^{\alpha L} (1 + \beta) - e^{-\alpha L} (1 - \beta)} \quad (18)$$

avendo posto $\alpha^2 = K_L/EA$ e $\beta = K_p/\alpha EA$.

Per comodità i valori della costante C sono stati graficizzati al variare dei parametri adimensionali α e β , per un campo di valori che si è ritenuto maggiormente rappresentativo di situazioni reali (fig.3).

Se si suppone che la punta del palo non sia attestata in uno strato rigido, e/o il carico sia contenuto entro limiti di esercizio, è lecito assumere che la reazione mobilitata alla punta sia di entità modesta. In tale ipotesi semplificativa si può

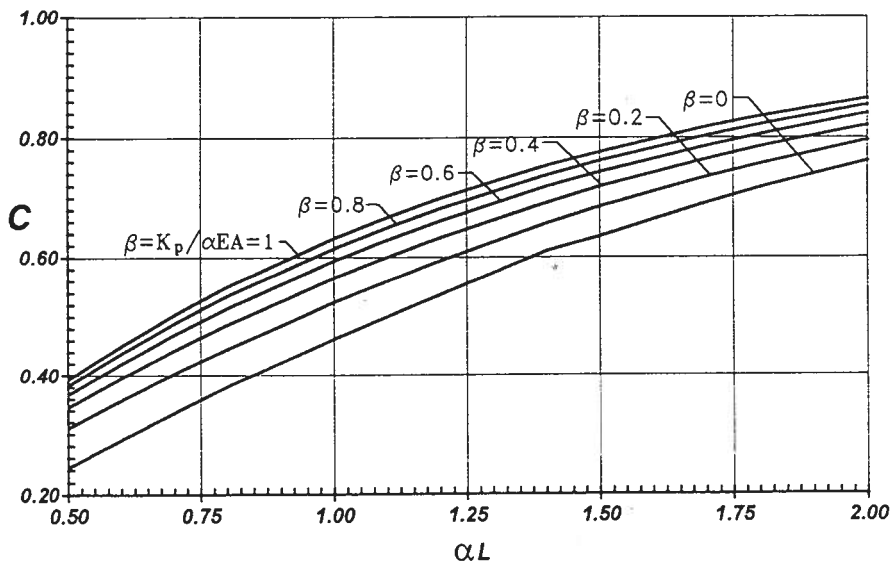


Fig.3-Valori della costante C per il calcolo dei cedimenti del palo (Castelli et al,1992)

trascurare la non linearità del parametro K_p , mantenendolo costante al suo valore iniziale K_{I_p} .

Per quanto concerne il valore da assegnare alle molle K_L , è invece opportuno considerare la non linearità, assumendo una rigidezza funzione del livello di carico agente secondo la relazione:

$$K_L = K_{I_L} (1 - \eta) \pi D \quad (19)$$

Il metodo fornisce valori molto prossimi a quelli calcolati con il modello di Fleming (1992) per quanto riguarda il cedimento rigido del complesso palo-terreno, consente però a differenza di quest' ultimo, di tenere conto della non linearità che interviene oltre determinati valori del carico applicato anche sull' accorciamento elastico del palo (Maugeri et al,1993).

3.5 Confronto tra la soluzione analitica proposta e la soluzione numerica

Al fine di verificare l'attendibilità del procedimento descritto al par.3.4, è stato eseguito un confronto tra i cedimenti reali misurati nel corso di una prova di carico e quelli calcolati con il codice di calcolo e con la procedura semplificata.

Il caso preso in esame è quello relativo ai risultati sperimentali riportati da Whitaker e Cooke,(1966) per un palo di tipo trivellato avente lunghezza $L=15.2$ m e diametro $D=0.94$ m. Il terreno attraversato dal palo è costituito da argille aventi un limite di plasticità pari a circa 20%, un contenuto naturale d'acqua approssimativamente pari a 35%, un peso dell'unità di volume mediamente pari a $\gamma=18$ KN/m³. Le caratteristiche di resistenza sono state determinate attraverso prove in situ e di laboratorio, dai risultati ottenuti si ricava un valore della resistenza al taglio non drenata c_u all'incirca costante con la profondità con valore pari a 180 KPa.

I parametri caratterizzanti le funzioni di trasferimento del carico attraverso la superficie laterale e la punta del palo, utilizzati per la simulazione numerica della prova di carico sia mediante il codice di calcolo che la procedura semplificata, sono stati valutati mediante le relazioni riportate al par.2.3, in funzione delle proprietà geotecniche dei terreni determinate attraverso le indagini in situ e di laboratorio.

In fig.4 è riportato un confronto tra i risultati sperimentali e quelli ottenuti mediante le due procedure descritte. L'esame di tali risultati evidenzia che la procedura semplificata consente di ottenere in maniera sufficientemente accurata i risultati ricavati per via sperimentale e attraverso la più rigorosa soluzione numerica fornita dal codice di calcolo. Pertanto, qualora la procedura analitica sia basata su una corretta valutazione delle proprietà geotecniche dei terreni, essa stessa può fornire risultati soddisfacenti, permettendo altresì di cogliere la non

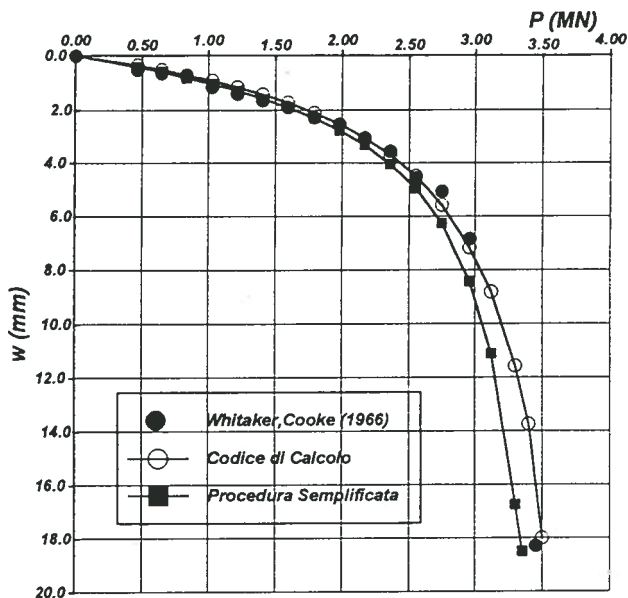


Fig.4-Confronto dei cedimenti sperimentali con quelli ricavati attraverso le procedure proposte

linearità dei cedimenti prodotti dai carichi applicati sul palo. La procedura semplificata sarà pertanto impiegata per la modellazione delle prove di carico di collaudo su pali, al fine di prevedere la portata limite del palo.

4. Previsione della portata limite del palo dai cedimenti nelle prove di collaudo

4.1 Generalità

La possibilità di disporre di un modello per l'analisi numerica del comportamento di un palo soggetto a carico assiale, fa sì che da prove di carico su pali ed in particolare da prove di collaudo, si possano ricavare utili informazioni sul comportamento del palo, anche per valori dei carichi prossimi a quelli di rottura, non investigati nel corso della prova in vera grandezza. In questo caso il modello di calcolo può essere adoperato sia in fase previsionale per prevedere i cedimenti del palo durante una prova di collaudo, sia a posteriori, affinché dall'analisi dei cedimenti sperimentali misurati durante la prova di collaudo si possa pervenire ad un affinamento dei parametri del modello medesimo. Nel primo caso l'impiego del modello è di tipo *diretto* a fini esclusivamente previsionali, nel secondo caso l'impiego è di tipo *inverso*, al fine

di determinare quei valori dei parametri del modello per i quali i risultati teorici sono vicini a quelli sperimentali.

Tarati i parametri del modello è possibile impiegare successivamente il modello affinato in modo *diretto*, al fine di prevedere i cedimenti nella fase di rottura del complesso palo-terreno, ed il carico limite ad essi associato.

Al fine di illustrare come il modello di calcolo possa essere utilizzato con le finalità descritte, nei paragrafi successivi sarà illustrata una sua applicazione al caso dei risultati sperimentali di una prova di carico di collaudo su un palo in vera grandezza.

4.2 Modellazione di una prova di collaudo

Il caso in esame è relativo ad una prova di carico eseguita su un palo trivellato avente lunghezza $L=20$ m e diametro $D=80$ cm. Il palo è infisso in terreno granulare costituito mediamente dal 15% di ghiaia e dall'85% di sabbia. Prove di taglio diretto eseguite su campioni di tale terreno hanno fornito valori medi dei parametri geotecnici di resistenza pari a $c'=0$ e $\phi'=36^\circ$, rispettivamente per quanto riguarda la coesione e l'angolo d'attrito efficace. Il peso dell'unità di volume dei provini sottoposti alle prove di taglio diretto è risultato mediamente pari a $\gamma=19.4$ KN/m³ (fig.5).

Il sito in cui si trova infisso il palo presenta la particolarità di uno strato di

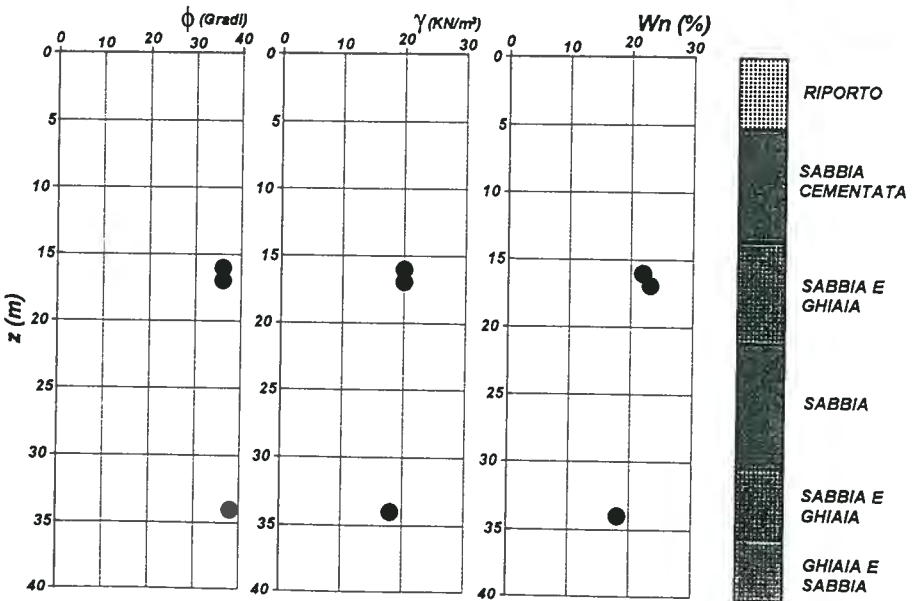


Fig.5-Stratigrafia del sottosuolo e proprietà dei terreni di fondazione

sabbia cementata con notevoli caratteristiche di resistenza, posto ad una profondità di circa 8 m dal piano di campagna e con spessore di circa 7 m, così come evidenziato dai sondaggi eseguiti sul posto. Dai risultati di prove penetrometriche SPT, per questo strato di terreno si ricavano valori della resistenza laterale variabili tra 100 e 300 KPa.

Ai fini della valutazione delle proprietà dinamiche dei terreni sono disponibili i risultati di prove sismiche di tipo cross-hole, dalle quali si ricava una notevole variazione dei valori della velocità delle onde trasversali di taglio, con un picco considerevole in corrispondenza dello strato di sabbia cementata (fig. 6).

Da tali valori della velocità di propagazione delle onde trasversali di taglio è stato possibile risalire, attraverso la teoria dell'elasticità, ai valori del modulo di taglio iniziale G_0 (fig.7) e da questo, attraverso le equazioni (3) e (4), alla rigidità iniziale delle funzioni di trasferimento poste lungo la superficie laterale ed alla punta del palo. A tal proposito sono stati utilizzati valori dei raggi R ed R' della zona d'influenza del palo nel terreno, rispettivamente pari a $\ln(R/R_0)=3$ e $R'=1.5D$.

Sulla base delle proprietà del terreno dedotte dalle prove in situ e di laboratorio e dei valori dei parametri del modello determinati in precedenza, è stata eseguita l'analisi numerica della prova sperimentale di carico. Dal momento che le maggiori incertezze sui parametri da utilizzare nella simulazione numerica riguardano le caratteristiche di resistenza dello strato di sabbia cementata, è stata seguita un'analisi di tipo parametrico, assegnando di volta in volta a tale strato di terreno, valori differenti di resistenza (fig.8).

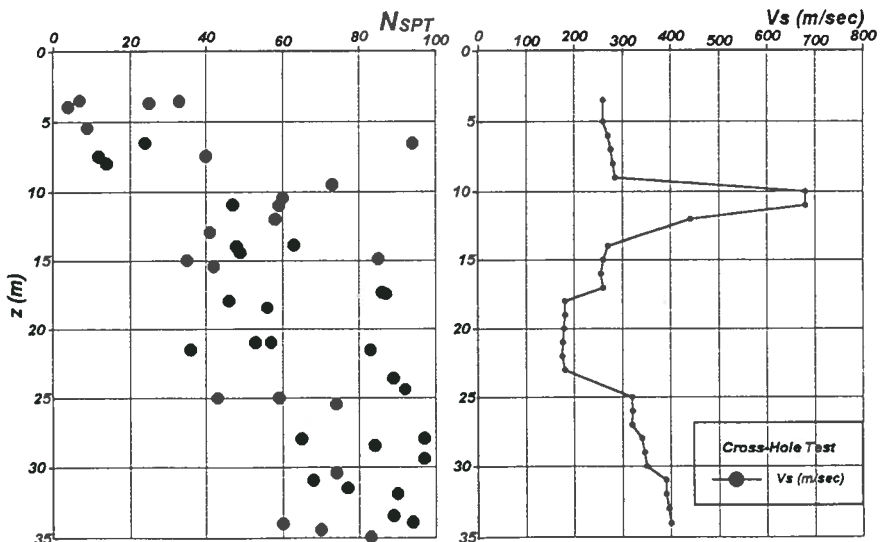


Fig.6-Risultati delle prove penetrometriche SPT e delle prove sismiche di tipo cross-hole

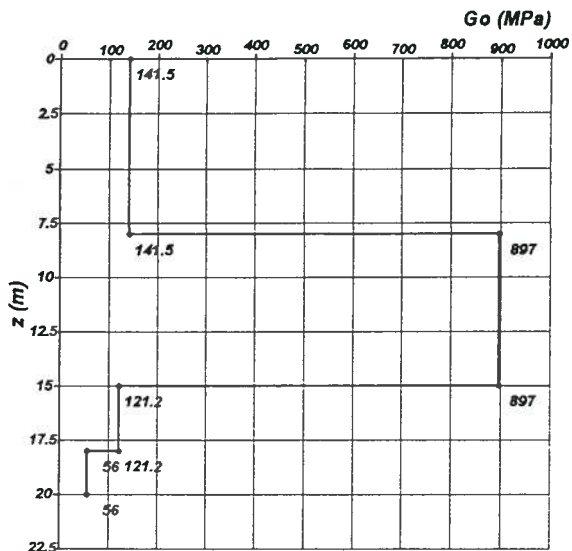


Fig.7-Valori del modulo di taglio iniziale G_0 ricavati dalle prove cross-hole.

4.3 Previsione della capacità portante di un palo

I risultati della prova sperimentale di carico sul palo hanno confermato la notevole influenza esercitata dallo strato di sabbia cementata sul comportamento

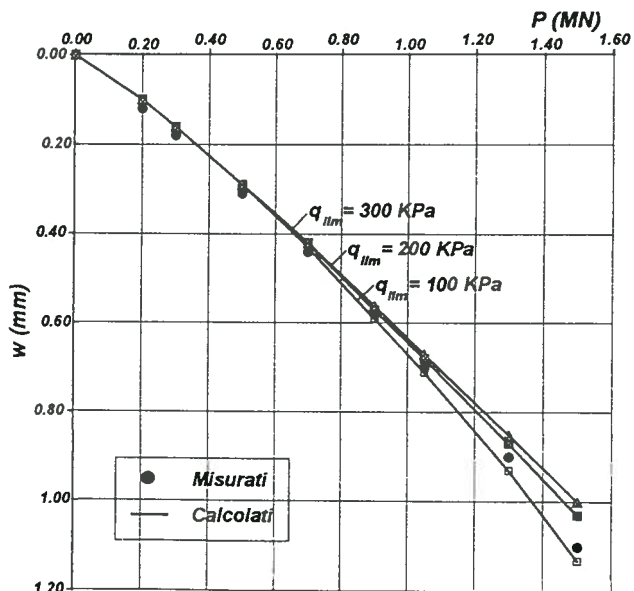


Fig.8-Valori calcolati del cedimento alla testa del palo al variare della resistenza dello strato di sabbia cementata

generale del palo medesimo. La prova è stata condotta fino ad un carico assiale applicato pari a 1.5 volte il carico di esercizio. Dai risultati ottenuti è possibile notare un cedimento massimo del palo, dopo 12 ore di permanenza al valore massimo del carico, di appena 1 mm. L'andamento della curva carichi-cedimenti è tale da indicare un carico a rottura notevolmente superiore a quello fornito dalle formule statiche, mentre i cedimenti molto limitati del palo mostrano un notevole grado di vincolo con il terreno circostante, che data la tecnica costruttiva è esplicito prevalentemente per portanza laterale. Da qui come si diceva in precedenza, la considerevole influenza esercitata dallo strato di sabbia cementata a cui dalla back-analysis dei risultati sperimentali è stato possibile assegnare alla fine un valore di resistenza limite laterale pari a 150 KPa (fig.9).

Relativamente alla prova di carico esaminata, è stato eseguito un confronto tra i valori calcolati dello spostamento alla testa del palo, utilizzando la procedura semplificata descritta al par.3.4, ed i metodi di Poulos (1979) e Fleming (1992). Una visione sintetica dei risultati ottenuti è riportata nella fig.10, in cui sono stati indicati anche i valori utilizzati dei parametri caratterizzanti i diversi metodi.

L'esame dei risultati ottenuti consente di rilevare che fino al valore del carico di esercizio del palo, stimato in circa 1 MN, i cedimenti calcolati con le diverse procedure, ben si approssimano ai valori sperimentali ottenuti dalla prova di collaudo. Tuttavia all'aumentare del carico applicato, si osserva una progressiva divergenza tra i valori così calcolati, in particolar modo per quanto riguarda i

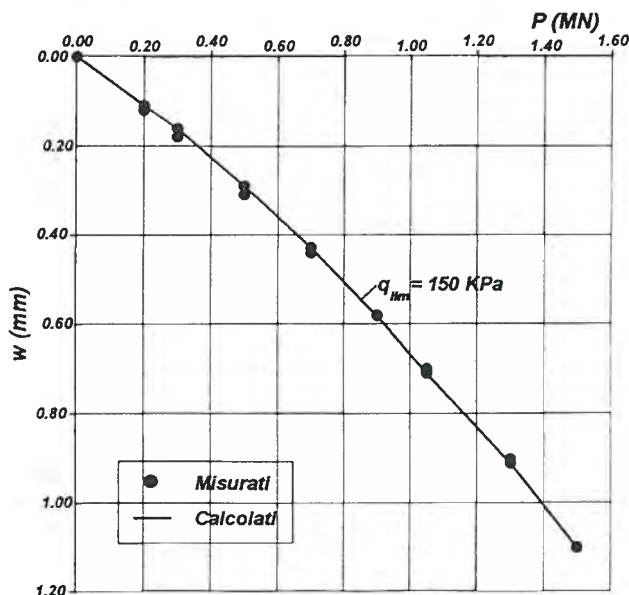


Fig.9-Valori calcolati del cedimento alla testa del palo per una resistenza dello strato di sabbia cementata pari a 150 KPa.

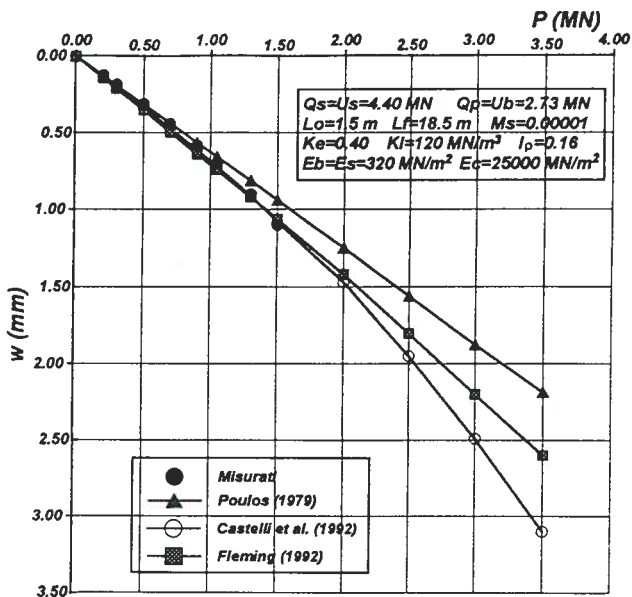


Fig.10-Confronto con i valori del cedimento calcolati con i vari metodi descritti

cedimenti ottenuti con il metodo di Poulos (1979), che ipotizza un andamento lineare della curva carico-cedimento. Al contrario i risultati sperimentali confermano la non linearità dell'interazione palo-terreno, e questo effetto è tanto più evidente con l'approssimarsi del carico limite.

Anche il metodo proposto da Fleming (1992) fornisce all'aumentare del carico applicato, valori del cedimento che si allontanano progressivamente da quelli ricavati mediante la procedura semplificata (Castelli et al,1992); la ragione di tale divergenza è come sottolineato in precedenza, da ricercare nel fatto che il modello di Fleming (1992) non tiene conto della non linearità che interviene sui valori dell'accorciamento elastico del palo all'aumentare del carico applicato.

Sulla base delle caratteristiche di resistenza del terreno determinate dalla back-analysis dei risultati sperimentali, è stato possibile analizzare il comportamento del palo per valori del carico applicato superiori a quelli di prova, riuscendo peraltro ad estrapolare il valore del carico limite totale della struttura, risultato di circa il 40% superiore a quello previsto in fase progettuale.

In genere si ritiene che il legame iperbolico proposto da Chin (1970) interpreti meglio i risultati sperimentali assumendo un valore del carico limite pari a circa il 90% del valore asintotico determinato sulla curva carico-cedimenti (fig.11), in questo caso pertanto si ottiene $Q_{lim}=5.4 \text{ MN}$.

5. Considerazioni conclusive

Le prove di carico di collaudo su pali di fondazione, rappresentano un valido strumento di indagine del comportamento della struttura in situ. Infatti qualora l'importanza dell'opera da realizzare non giustifichi l'esecuzione di più complesse e costose prove di carico a rottura o addirittura prove su pali strumentati, l'analisi di una prova di collaudo può dare informazioni sufficienti sul comportamento del palo anche per condizioni di carico più onerose di quelle di collaudo.

L'attuale Normativa Geotecnica pone sulla capacità portante di un palo delle precise limitazioni per quanto riguarda il valore minimo del fattore di sicurezza che bisogna garantire per la stabilità della struttura. Più arduo è poter definire un valore massimo del cedimento alla testa del palo che possa essere ritenuto compatibile con la sovrastante struttura, poichè a seconda dell'opera da realizzare, questo valore potrebbe più o meno essere ritenuto accettabile. Peraltro mentre la determinazione della capacità portante di un palo può essere perseguita con buona affidabilità attraverso le usuali prove geotecniche in situ ed in laboratorio, la determinazione del cedimento prodotto sul palo dai carichi applicati, richiede un più complesso modello di analisi per la cui utilizzazione possono però risultare di grande utilità le informazioni desunte dalle prove di carico di collaudo.

Un modello che permetta di simulare una prova di carico su palo, può rappresentare un valido complemento di indagine al comportamento della struttura rilevato nel corso di una prova in vera grandezza. In questo caso i risultati

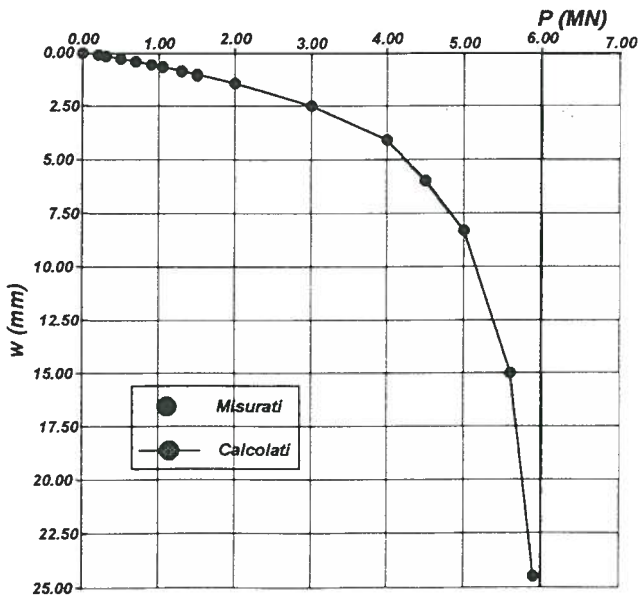


Fig.11-Previsione del carico limite del palo

della prova in situ possono essere utilizzati per un affinamento dei parametri caratterizzanti il modello, in modo tale che quest'ultimo possa essere impiegato per la simulazione del comportamento del palo anche in condizioni diverse da quelle di prova. L'analisi delle prove simulate può consentire di esaminare situazioni diverse per la geometria della struttura e per le caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati e consente altresì di analizzare condizioni prossime alla rottura, permettendo in tal modo di ridurre il numero di prove in vera grandezza.

Bibliografia

- Baguelin F., Frank J. (1975):** "La Capacité Portante des Pieux". *Annales Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Supplement 330, Serie SF/116, July-Aug.
- Banerjee P.K., Davies T.G. (1978):** "The Behaviour of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in NonHomogeneous Soils". *Geotechnique*, Vol.28, n.3, 309-326.
- Butterfield R., Banerjee P.K. (1971):** "The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups". *Geotechnique*, Vol.21, n.1, 43-60.
- Carrubba P., Maugeri M. (1988):** "Sulle correlazioni tra il modulo dinamico trasversale e le caratteristiche dei terreni in campo statico". *Atti Convegno C.N.R. Ricercatori di Geotecnica, Monselice*, 305-325.
- Carrubba P., Maugeri M. (1991):** "Prove di vibrazione profonde per la determinazione delle proprietà dinamiche dei terreni". *Atti V Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Palermo.
- Carrubba P., Castelli F., Maugeri M. (1994):** "Soil-Pile Interaction Analysis by Load Test on Instrumented Pile". *Proc. 3rd Int. Conference on DEEP FOUND. PRACTICE incorporating PILETALK 1994*, Singapore, Vol.1, 9-14.
- Castelli F., Maugeri M. (1992):** "Modellazione di prove di collaudo su pali". Corso sul tema: *"Tecniche per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione"*. Bologna, 11-13 Novembre 1992, (Relazione non pubblicata).
- Castelli F., Maugeri M., Motta E. (1992):** "Analisi non lineare del cedimento di un palo singolo". *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. XXVI, N.2, 115-135.
- Castelli F., Maugeri M., Motta E. (1992):** "Modellazione del fenomeno di attrito negativo nei pali". *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. XXVII, N.1, 11-27.
- Chin T.K. (1970):** "Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure". *Proc. II South East Asian Conference Soil Mech. Found. Engineering*, Singapore, 81-92.
- Coyle H.M., Reese L.C. (1966):** "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay". *Journal SMFD. ASCE*, Vol.92, SM2, 1-26.
- Cooke R.W., Price G., Tarr K. (1979):** "Jacked piles in London Clay". *Geotechnique*, Vol.29, n.2, 113-147.

- Fleming W.G.K. (1992):**"A new method for single pile settlement prediction and analysis". *Geotechnique*,Vol.42,n.3,411-425.
- Kraft L.M.,Ray R.P.,Kagawa T. (1981):**"Theoretical t-z Curves". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*,ASCE,Vol.107, Gt11,1543-1561.
- Maugeri M.,Castelli F.,Motta E. (1991):**"Non-Linear Single Pile Settlements". *Proc. X ECSMFE*,Firenze,Vol.3.
- Maugeri M.,Castelli F.,Motta E. (1993):** Discussion on "A new method for single pile settlement prediction and analysis". *Geotechnique*,Vol.43,n.4,616-619.
- Maugeri M.,Castelli F.,Motta E. (1994):**"Pile foundation performance of an earthquake damaged building". *Proc.2nd Franco-Italian Symposium Earthquake Engineering "Strengthening and Repair of Structures in Seismic Areas"*,Nizza, 17-19 Ottobre,1994.
- Marchetti S. (1989):**"Alcuni recenti orientamenti nell'analisi dei pali di fondazione". *Atti XVII Convegno Nazionale di Geotecnica*,Taormina,Vol.2,7-37.
- Mattes N.S.,Poulos H.G. (1969):**"Settlement of Single Compressible Pile". *Journal SMFD,ASCE*, Vol.95,SM1,189-207.
- Mindlin R.D. (1936) :**"Force at a point in the Interior of a Semi-Infinite Solid". *Physics* 7,195.
- Ottaviani M. (1975):**" Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups".*Geotechnique*,Vol.25,n.2,159-174.
- Poulos H.G, Davis E.H. (1968):**"The Settlement Behaviour of Single Axially-Loaded Incompressible Piles and Piers". *Geotechnique*, Vol. 18,351-371
- Poulos H.G. (1979):**"Settlement of Single Piles in Nonhomogeneous Soil".*Journ. of the Geotech. Engineering Div.*, ASCE,Gt5,627- 641.
- Randolph M.F. (1986):**"RATZ-load transfer analysis of axially loaded piles". *Report GEO 86033*, Perth, Dep. of Civil Engineering, University of Western Australia.
- Randolph M.F.,Wroth C.P. (1978):**"Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles".*Journal of the Geotechnical Engineering Div.*,ASCE,Vol.104, Gt12,1465-1488.
- Whitaker T.,Cooke R.W. (1966):**"An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London Clay". *Proc. Symposium Institution of Civil Engineering London*, 7-49.
- Zienkiewicz O.C. (1971):**"The Finite Element Method in Engineering Scienze". *Mc Graw-Hill*,London.

INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI AMMETTENZA MECCANICA

PAOLO CARRUBBA

Facoltà di Ingegneria, Università di Padova

MICHELE MAUGERI

Facoltà di Ingegneria, Università di Catania

Nell'ambito delle prove per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione trovano oggi largo impiego le prove dinamiche a basse deformazioni, basate sulla eccitazione stazionaria o transitoria della testa del palo. In tale contesto le prove di ammettenza meccanica verticale costituiscono un interessante mezzo d'indagine, in grado di fornire utili indicazioni sulla geometria del palo e sulla omogeneità della palificata.

Il basso livello delle deformazioni associato alla prova, se da un lato semplifica di molto i criteri interpretativi dei rilievi sperimentali, può essere fonte di incertezza nei risultati, soprattutto per i pali caratterizzati da più difetti.

L'interpretazione classica delle prove di ammettenza meccanica, nelle ipotesi di palo immerso in un terreno alla Winkler, è principalmente mirata alla determinazione delle caratteristiche geometriche e di vincolo del palo; tuttavia la geometria del palo può essere valutata in modo più affidabile impiegando modelli meno semplici di quello di Winkler ma più aderenti alla realtà. Con particolare riferimento alla lunghezza effettiva del palo, l'analisi delle vibrazioni nel dominio del tempo fornisce risultati più affidabili rispetto all'analisi nel dominio delle frequenze.

1. Introduzione

L'impiego sempre più diffuso delle fondazioni su pali nell'ingegneria civile, ha evidenziato da tempo la necessità di prevedere dei criteri di controllo dei manufatti sia per quanto concerne l'idoneità statica che la conformità dei pali agli accordi contrattuali.

Le prove di carico statiche costituiscono il principale criterio di verifica dell'idoneità statica poiché consentono di analizzare la risposta del sistema palo-terreno per un ampio campo di deformazioni, dalle basse deformazioni a quelle di esercizio, fino eventualmente ai grandi spostamenti del palo in prossimità della rottura. Con tali prove è inoltre possibile analizzare altre importanti classi di problemi statici quali l'interazione tra pali adiacenti, l'occorrenza di cedimenti viscosi sotto carichi mantenuti e di cedimenti cumulati sotto carichi ciclici.

Tuttavia l'estensione delle prove di carico statiche al collaudo della intera palificata può comportare oneri non sostenibili, sia per gli elevati costi delle prove che per i relativi tempi di esecuzione.

In aggiunta non è possibile verificare per questa via la geometria effettiva del palo al fine di rilevarne eventuali imperfezioni ed omissioni.

Tali inconvenienti possono essere avviati impiegando nuove metodologie di indagine basate su tecniche di sollecitazione di tipo dinamico. Il campo di applicazione di tali prove è generalmente quello delle basse deformazioni, in relazione anche al tipo di apparecchiatura di prova impiegato ed alle dimensioni del palo.

In tale contesto la prova di ammettenza meccanica verticale, sviluppata in Francia dal Centre Expérimental de Recherches et D'Etudes du Bâtiment ed des Travaux Publics (CEBTP), rappresenta una tecnica d'indagine alle bassissime deformazioni, inizialmente finalizzata alla diagnosi in sito della geometria del palo di fondazione, indipendentemente dai requisiti di resistenza alle sollecitazioni.

Tali prove risultano molto economiche e, data la loro natura non distruttiva possono essere estese a tutta la palificata con tempi di esecuzione sufficientemente contenuti.

Questi fattori sono alla base del crescente interesse per le prove di ammettenza meccanica e giustificano i continui sforzi teorici e tecnologici rivolti al miglioramento degli strumenti di indagine.

Nel caso in cui si arrivasse ad una sufficiente affidabilità della prova, anche dal punto di vista interpretativo, sarebbe possibile accertare la conformità geometrica della palificata a quella di uno o più pali di note caratteristiche, ai quali limitare le più costose prove di carico statiche.

2. Metodologie di esecuzione della prova

La prova viene effettuata sulla testa del palo che deve risultare libera ed accessibile.

Si dispone quindi una vibrodina ed un trasduttore di velocità sulla sezione retta del fusto e si applica una sollecitazione verticale sinusoidale di ampiezza F_0 costante e frequenza angolare ω variabile da $10 \div 20$ Hz fino a $1000 \div 2000$ Hz. La risposta dinamica verticale del palo, anch'essa di tipo sinusoidale, viene rilevata in termini di velocità della testa attraverso uno strumento di misura; quest'ultimo fornisce l'ampiezza V_0 della velocità alle varie frequenze di sollecitazione.

Il rapporto tra le ampiezze della velocità e della forza applicata, costituisce il parametro di ammettenza meccanica $A = |V_0 / F_0|$; l'insieme dei valori misurati fornisce il profilo di ammettenza del palo, significativo della mobilità del manufatto alle varie frequenze.

In luogo della vibrodina può essere impiegato un martello strumentato: in tal caso la prova risulta molto rapida, consentendo l'esecuzione dei diversi rilievi sullo stesso palo.

L'impiego del martello strumentato richiede l'analisi di Fourier della sollecitazione e della risposta impulsiva, in maniera da pervenire ad un diagramma di ammettenza meccanica perfettamente equivalente a quello rilevabile con la vibrodina.

Tuttavia l'impiego del martello strumentato è da preferirsi nel caso dei pali corti e di modesto diametro; per pali lunghi e di grande diametro l'attenuazione dell'energia impressa col martello può essere tale da produrre risultati poco comprensibili; in tal caso è preferibile l'impiego di una vibrodina di sensibile potenza in grado di sollecitare più efficacemente il palo di fondazione.

In generale le tensioni mobilitate dalla prova risultano estremamente esigue se commisurate alla resistenza a compressione del calcestruzzo ed alla tensione limite del sistema palo-terreno: tale circostanza consente di analizzare i risultati della prova alla luce dei modelli elastici-lineari, sia per il palo che per il terreno.

Si sottolineano alcuni accorgimenti operativi il cui rispetto risulta fondamentale per la buona riuscita della prova: l'accelerometro e la vibrodina devono possedere una base di appoggio perfettamente piana con contatto rigido, senza interposizione di materiale tenero e senza possibilità di distacco; nel caso della vibrodina risulta quindi necessario che il peso dell'apparecchiatura sia superiore all'ampiezza F_0 della forza dinamica generata, in maniera da evitarne il distacco durante la prova.

La fig.1 riassume schematicamente i vari elementi dello strumento di indagine costituito dall'eccitatore, dal trasduttore di velocità, da un sistema di condizionamento del segnale e da uno o più apparati di registrazione dell'ammettenza; tra questi quello di tipo grafico permette il controllo in cantiere della corretta esecuzione della prova.

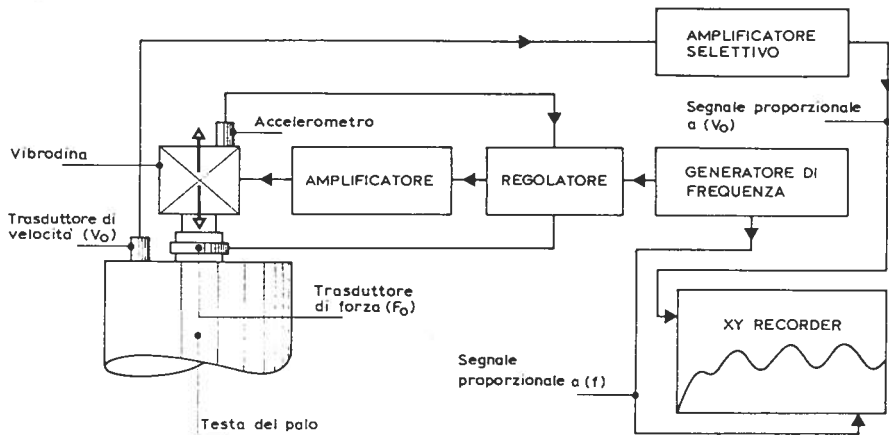


Fig.1. Schema dell'apparecchiatura per l'esecuzione delle prove di ammettenza meccanica verticale.

3. Criteri di interpretazione

Le basi teoriche necessarie alla interpretazione delle prove di ammettenza meccanica verticale sono state illustrate in una serie di lavori apparsi nella letteratura scientifica francese sul finire degli anni sessanta (Paquet 1968; Briard 1970; Davis e Dunn 1974; Paquet e Briard 1976; Davis e Guillermain 1979).

Il palo viene idealizzato come un solido omogeneo immerso in un mezzo alla Winkler caratterizzato da molle e da smorzatori viscosi indipendenti necessari a simulare la reazione del terreno lungo il fusto ed alla base del palo (fig.2).

Trascurando lo smorzamento del materiale costituente il palo, rispetto alla maggiore quantità di smorzamento associato alla presenza del terreno, l'equazione differenziale che regge il problema è la seguente:

$$ES \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} + \rho S \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} + C(z) \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} + K(z) u(z,t) = 0 \quad (1)$$

essendo

- E, S, ρ = modulo longitudinale, sezione retta e massa unitaria del palo
- $K(z), C(z)$ = rigidezza e smorzamento del terreno distribuiti lungo la superficie laterale del palo
- $u(z,t)$ = spostamento del generico elemento di palo all'istante t ed alla profondità z .

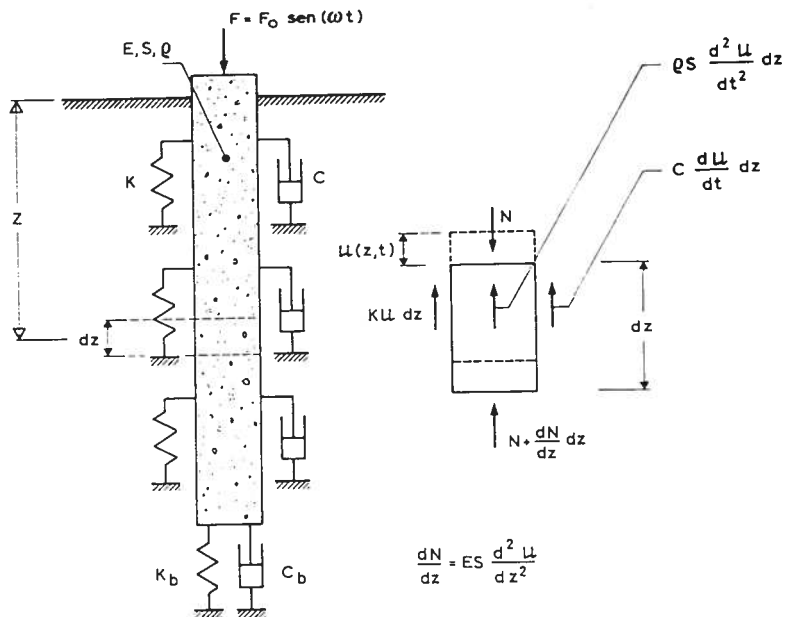


Fig.2. Schematizzazione del sistema palo-terreno.

Le condizioni al contorno vengono espresse in corrispondenza della testa del palo, dove è nota la forza applicata, e della base, in termini di forze o di spostamenti. Nel secondo caso la reazione del terreno viene schematizzata attraverso una rigidità concentrata K_b ed uno smorzatore concentrato C_b .

Bisogna tuttavia sottolineare come l'attivazione del vincolo di base dipenda da numerosi fattori tra i quali il più determinante è senz'altro il livello degli spostamenti della base in relazione alla tipologia del palo di fondazione. Nel caso dei pali in terreni sciolti, sia trivellati che battuti, il basso livello delle deformazioni associato alla prova di ammettenza non risulta in grado di mobilitare apprezzabili reazioni alla base del palo: in tal caso è possibile imporre la condizione $F_b = 0$ (fig.3 a).

Solo in alcuni casi particolari, ad esempio per i pali parzialmente immersi in un substrato di rigidità confrontabile con quella del calcestruzzo, possono verificarsi le condizioni di attivazione del vincolo di base, a patto di assumere come base del palo la sezione retta dalla quale si diparte l'ancoraggio in roccia (fig.3 b): in tal caso è lecito imporre la condizione di spostamento nullo alla base del palo $u_b = 0$.

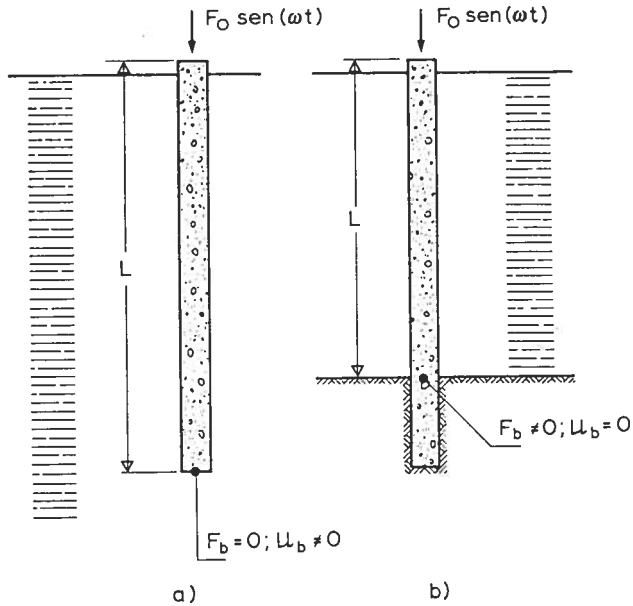


Fig.3. Condizioni al contorno alla base ed alla testa del palo
 a) palo in terreni sciolti
 b) palo con ancoraggio in roccia

La integrazione della (1) nel dominio delle frequenze consente di esprimere l'ammettenza meccanica nella forma:

$$A = \left[\frac{\partial u(z=0, t)}{\partial t} \right]_{\max} / F_0 \quad (2)$$

Risulta interessante analizzare l'influenza delle condizioni al contorno sull'andamento del diagramma di ammettenza, facendo per semplicità riferimento ai casi noti della barra omogenea di lunghezza finita non vincolata lateralmente.

Nel caso di barra libera, sia in testa che alla base, le frequenze di risonanza risultano (Richart et al 1970):

$$\omega_n = \frac{n \pi V_p}{L} \quad n = 0, 1, 2, 3, \dots (\text{rad/s}) \quad (3)$$

$$f_n = \frac{n V_p}{2L} \quad n = 0, 1, 2, 3, \dots (\text{Hz}) \quad (4)$$

La prima e la seconda frequenza di risonanza risultano rispettivamente $f_1 = 0$ ed $f_2 = V_p / 2L$ essendo V_p la velocità delle onde longitudinali nel palo (fig.4 a).

Nel caso della barra libera in testa ed incastrata ad un estremo, si hanno le seguenti frequenze di risonanza:

$$\omega_n = \frac{n \pi V_p}{2L} \quad n = 1, 3, 5, \dots (\text{rad/s}) \quad (5)$$

$$f_n = \frac{n V_p}{4L} \quad n = 1, 3, 5, \dots (\text{Hz}) \quad (6)$$

La prima e la seconda frequenza di risonanza risultano rispettivamente $f_1 = V_p / 4L$ ed $f_2 = 3 V_p / 4L$ (fig.4 b). In ambedue i casi di barra libera ed incastrata, le molteplici frequenze di risonanza risultano intervallate della quantità:

$$\Delta f = V_p / 2L \quad (\text{Hz}) \quad (7)$$

indipendentemente dal livello di frequenza.

Venendo al caso dei pali, la presenza del terreno esercita un effetto di attenuazione della risposta risonante, senza tuttavia alterare i valori delle frequenze fondamentali associate al palo libero. Questo è tanto più aderente alla realtà quanto più elevato risulta il rapporto E_p / E_s tra il modulo longitudinale del palo e del terreno. Nel caso del palo con base libera, la presenza del terreno circostante determina uno spostamento della prima frequenza verso un valore finito, diverso da quello nullo precedentemente indicato per la barra libera agli estremi. Tale circostanza deriva dal fatto che il palo reale possiede pur sempre un vincolo elastico che ne impedisce gli spostamenti in condizioni di forza esterna applicata staticamente ($f = 0$ Hz).

Una volta noto il profilo di ammettenza meccanica del palo in sito, si deduce la lunghezza del manufatto utilizzando l'espressione (7); in tal caso occorre stimare preventivamente l'entità della velocità delle onde longitudinali nel palo, mediamente compresa tra 3500 ÷ 4000 m/s. Nel caso in cui la prova venga eseguita su di un palo di lunghezza nota con sufficiente precisione, l'applicazione indiretta della (7) consente una misura media del valore del modulo di elasticità longitudinale del palo, secondo l'espressione:

$$E_p = \rho V_p^2 = \rho (2L \Delta f)^2 \quad (8)$$

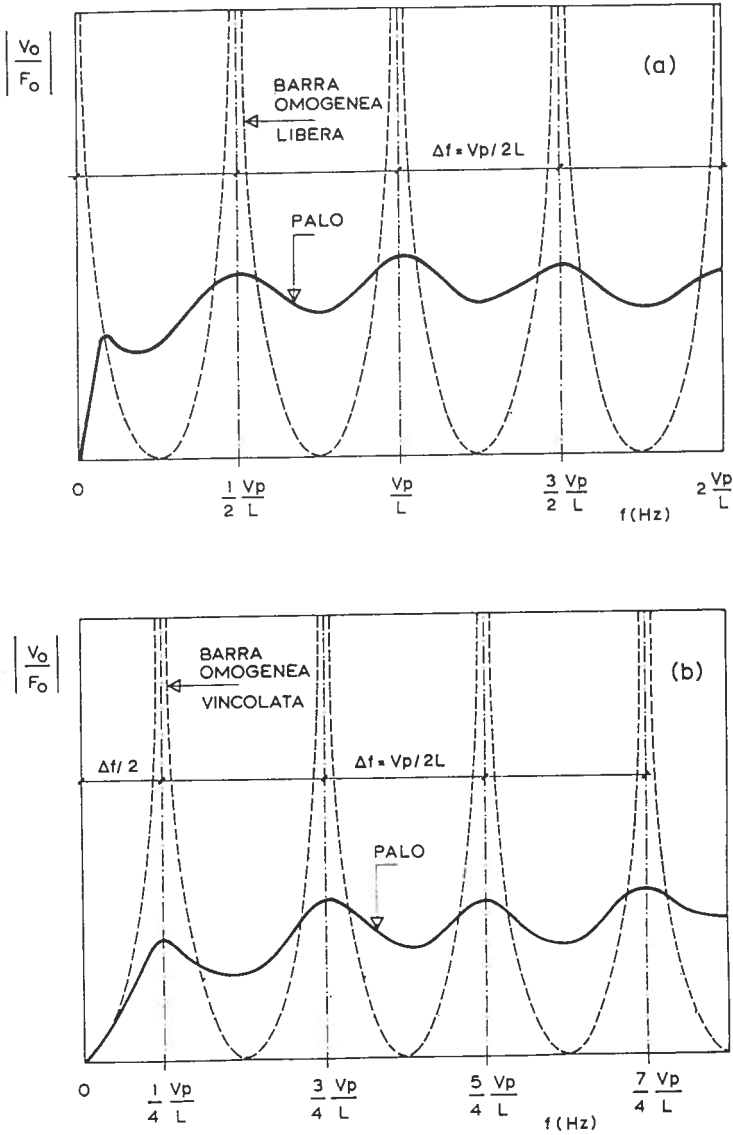


Fig.4. Confronto fra i diagrammi di ammettenza della barra omogenea non vincolata lateralmente e del palo in terreni sciolti.
 a) caso della barra libera agli estremi e palo portante per attrito laterale
 b) caso della barra incastrata ad un estremo e palo portante alla base

Il valore di frequenza corrispondente alla prima risonanza consente di stabilire la natura del vincolo di base; tuttavia, dati i bassissimi livelli di deformazione nel palo, tale informazione risulta solo indicativa della efficienza statica del manufatto: frequenze fondamentali inferiori a $V_p / 4L$ sono significative di pali privi di ancoraggio alla base.

Per la corretta interpretazione dei rilievi di ammettenza meccanica occorre tener presente che l'eventuale interruzione del palo o il degrado locale della rigidità del calcestruzzo determinano una minore lunghezza di palo posto in vibrazione.

Se le anomalie consistono in aumenti e diminuzioni della sezione del palo, oppure in variazioni localizzate del modulo elastico, senza soluzione di continuità, allora si producono effetti secondari di vibrazione la cui sovrapposizione nel diagramma di ammettenza può rendere difficile, se non impossibile, l'individuazione del difetto (fig.5). In questi casi può risultare di particolare interesse il ricorso a metodologie generali di analisi, in grado di tenere conto di tutte le variabili tipiche del problema reale; si eseguono pertanto delle simulazioni numeriche e se ne confrontano i risultati con i rilievi sperimentali. Tra le varie tecniche di analisi al discreto, una delle più efficienti è quella delle matrici di trasferimento (Cosenza e Greco 1986); diversamente l'analisi approssimata del sistema continuo può essere condotta attraverso la teoria dell'oscillatore semplice generalizzato equivalente.

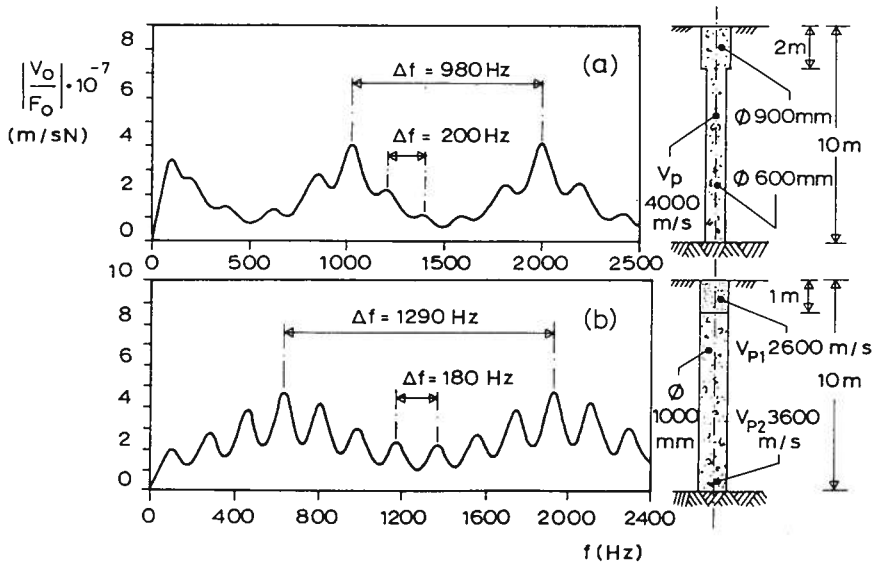


Fig.5. Profili di ammettenza per pali affetti da variazioni di sezione o di modulo elastico (Davis e Dunn, 1974).

- a) variazioni di sezione
- b) variazione di modulo elastico

L'utilizzo delle matrici di trasferimento consente di discretizzare il palo in conci elementari ΔZ_i , con proprie caratteristiche geometriche e di vincolo al terreno circostante. Per ogni concio vengono espressi i parametri di velocità e di sollecitazione agli estremi i ed $i+1$ nella forma:

$$\begin{vmatrix} V_i \\ F_i \end{vmatrix} = |M_i| \begin{vmatrix} V_i \\ F_{i+1} \end{vmatrix}$$

essendo $|M_i|$ la matrice di trasferimento dell'elemento di palo.

L'utilità della precedente relazione deriva dalla possibilità di esprimere i termini di velocità V_o e di sollecitazione F_o in testa, direttamente in funzione dei corrispondenti valori V_b ed F_b alla base del palo:

$$\begin{vmatrix} V_o \\ F_o \end{vmatrix} = |M_o| |M_i| \dots |M_{n-1}| \begin{vmatrix} V_b \\ F_b \end{vmatrix}$$

ottenendosi

$$\begin{vmatrix} V_o \\ F_o \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} m_{11} & m_{12} \\ m_{21} & m_{22} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} V_b \\ F_b \end{vmatrix}$$

Nel caso di palo libero alla base, può essere assunta nulla la reazione F_b , ottenendosi:

$$\frac{V_o}{F_o} = \frac{m_{11}}{m_{21}}$$

Nel caso di palo vincolato può essere assunta nulla la velocità V_b , ottenendosi:

$$\frac{V_o}{F_o} = \frac{m_{12}}{m_{22}}$$

Una volta valutate le singole matrici di trasferimento per i conci elementari di palo, risulta possibile implementare un semplice algoritmo per la determinazione dell'ammettenza meccanica di un palo affetto da qualunque tipo di variazione, sia nella geometria che nelle caratteristiche meccaniche e di vincolo col terreno circostante.

La teoria dell'oscillatore generalizzato equivalente consente di assimilare il palo di fondazione ad un oscillatore semplice, costituito da una massa generalizzata $[M]$, da una rigidità generalizzata $[K]$ e da uno smorzamento generalizzato $[C]$;

le relative espressioni sono le seguenti (Clough e Penzien 1993):

$$[M] = \int_0^L \rho S(z) \varphi^2(z) dz$$

$$[K] = \int_0^L K(z) \varphi^2(z) dz + \int_0^L ES(z) [\varphi'(z)]^2 dz$$

$$[C] = \int_0^L C(z) \varphi^2(z) dz$$

essendo $\varphi(z)$ una funzione di forma degli spostamenti che soddisfa alle condizioni al contorno. Quanto più aderente alla realtà viene scelta la funzione di forma, tanto più corretta sarà la soluzione del moto dell'oscillatore semplice equivalente.

Anche questa seconda procedura di calcolo consente di tenere conto di ogni possibile variazione della configurazione geometrica del palo e delle proprietà meccaniche sia del palo che del terreno.

Una volta valutati i termini $[M]$, $[K]$ e $[C]$, si deduce il profilo di ammettenza meccanica del palo risolvendo l'equazione differenziale dell'oscillatore semplice nel dominio della frequenza.

La interpretazione convenzionale del profilo di ammettenza meccanica fornisce altri due parametri di interesse: il valore medio alle alte frequenze e la pendenza iniziale alle basse frequenze (fig.6).

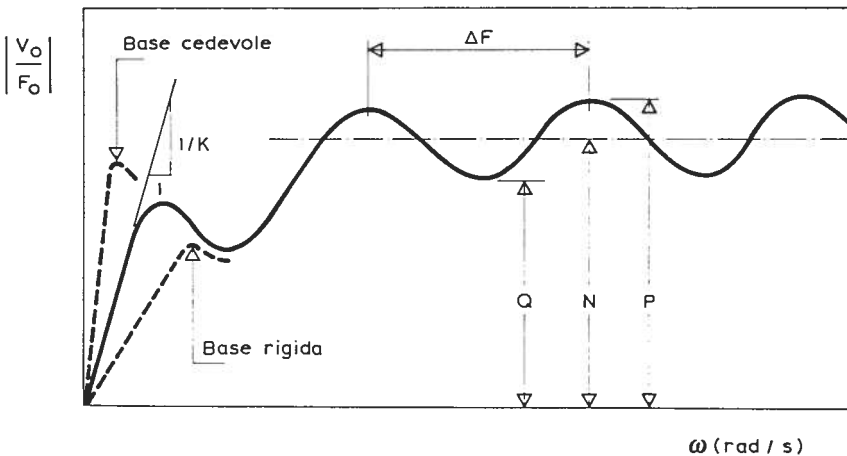


Fig.6. Parametri caratteristici di un profilo di ammettenza.

Il valore medio di ammettenza N alle alte frequenze viene correlato direttamente ai parametri meccanici e geometrici medi del palo, attraverso l'espressione (Paquet 1968):

$$N = \frac{1}{\rho V_p S} \quad (9)$$

E' possibile quindi eseguire la stima della sezione media S del palo prefissando il valore di V_p ; l'entità del parametro N corrisponde alla media geometrica dei valori massimi P e minimi Q del diagramma di ammettenza, secondo la formula:

$$N = \sqrt{P \cdot Q} \quad (10)$$

Quando il palo viene sollecitato alle basse frequenze gli effetti inerziali divengono trascurabili e l'insieme palo-terreno si comporta come un sistema elastico di costante $K = F_0 / u_0$.

E' possibile dimostrare come la rigidezza K coincida con l'inverso della pendenza iniziale del profilo di ammettenza in accordo con l'espressione:

$$K = \frac{\Delta\omega}{\Delta A} = \frac{2\pi \Delta f}{\Delta |V_0/F_0|} \quad (F/L) \quad (11)$$

essendo $\Delta\omega$ e ΔA valutati sul tratto iniziale del profilo di ammettenza.

Tale parametro, caratteristico del comportamento reversibile del sistema alle basse deformazioni, può costituire un criterio di confronto della mobilità dei pali nell'ambito della palificata realizzata: valori di K molto discosti dalla media rilevata per l'intera palificata, sono indicativi di pali con scarsa aderenza al terreno di fondazione o addirittura affetti da interruzione del fusto.

La fig.7 sintetizza i risultati di prove di ammettenza meccanica su pali di fondazione realizzati nei terreni sciolti della Pianura Veneta (Carrubba e Colleselli, 1993). I rilievi di fig.7a sono relativi ad una palificata di pali battuti tipo Franki \varnothing 600 mm e lunghezze $L = 10,00$ m, mentre quelli di fig.7b sono relativi ad una palificata tipo Vibrotrevi \varnothing 500 mm e lunghezze $L = 17,50$ m. In ambedue i casi sono state condotte anche delle prove di carico statiche.

L'analisi dei rilievi mostra come la risposta dinamica dei pali appaia generalmente difforme da quella teorica prevista col modello di Winkler, ed in qualche caso addirittura non interpretabile; il parametro che tuttavia conserva un interesse pratico di rilievo è senz'altro la rigidezza dinamica iniziale fornita dalla espressione (11). A tal riguardo la fig.8 riporta il confronto tra le rigidezze in condizioni statiche e dinamiche ricavate rispettivamente con le prove di carico statiche e di ammettenza meccanica. La marcata coincidenza dei valori sembra

convalidare la potenzialità del metodo dinamico. Il rapido rilievo delle rigidità verticali, attraverso quest'ultimo criterio, consente l'individuazione dei manufatti più cedevoli da sottoporre ad eventuali approfondimenti d'indagine.

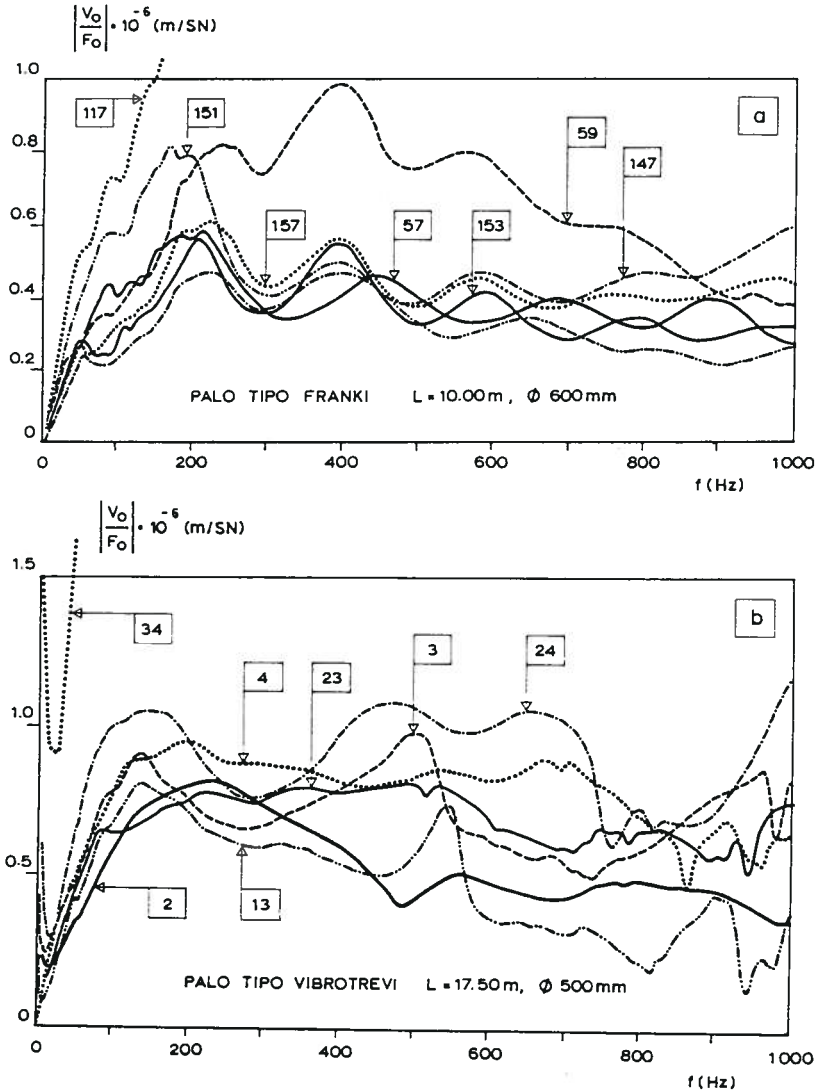


Fig.7. Prove di ammettenza meccanica su pali di fondazione nei terreni sciolti della Pianura Veneta.

a) pali tipo Franki Ø 600 mm, L = 10,00 m.

b) pali tipo Vibrotrevi Ø 500 mm, L = 17,50 m.

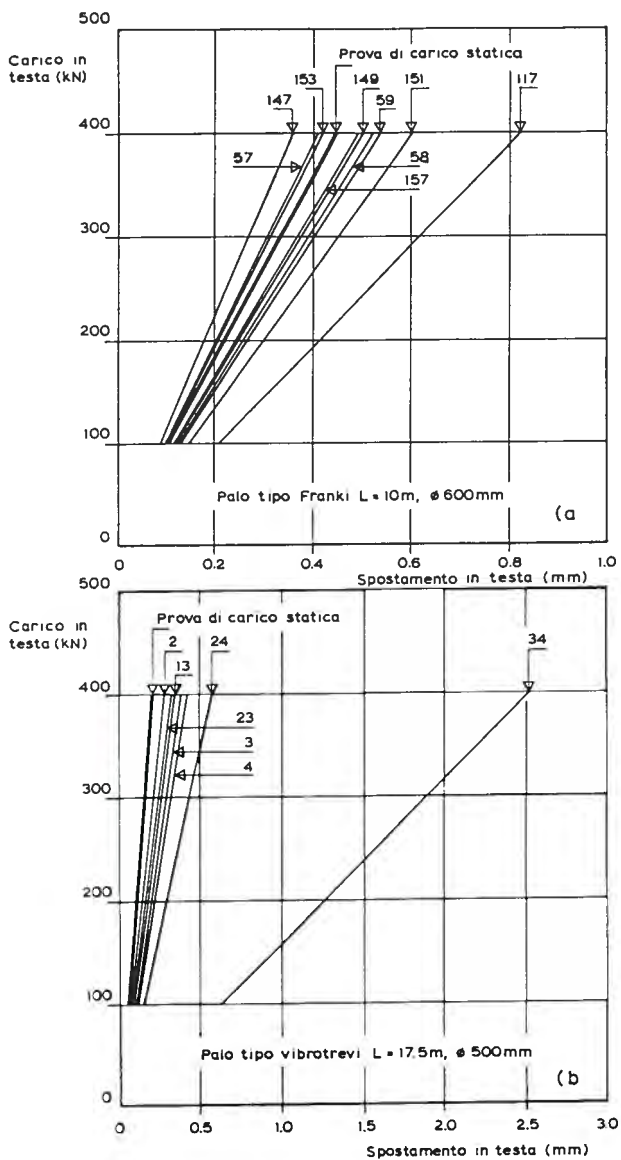


Fig.8. Pali di fondazione nei terreni sciolti della Pianura Veneta: confronto delle rigidzze iniziali valutate con prove di ammettenza meccanica e di carico statiche.

a) pali tipo Franki Ø 600 mm, L = 10,00 m.

b) pali tipo Vibrotrevi Ø 500 mm, L = 17,50 m.

E' infine da sottolineare come i risultati sperimentali di fig.7 divergano considerevolmente dalla curva teorica di fig.6; si può infatti notare una accentuata variabilità dei valori di ammettenza alle alte frequenze e degli intervalli tra frequenze di risonanza successive. Tali circostanze derivano sia dalla inadeguatezza del modello di Winkler a descrivere lo smorzamento geometrico del semispazio elastico che dalla possibile interferenza di più anomalie presenti nel palo. Per tali ragioni l'impiego delle espressioni (7) e (9) non risulta sempre agevole, mentre l'applicazione della (11) si rivela possibile per tutti i profili di ammettenza esaminati. Più in generale si può affermare che, diversamente dal caso della rigidità iniziale, la determinazione delle caratteristiche geometriche del palo attraverso la prova di ammettenza meccanica può essere affetta da notevoli incertezze.

Conclusioni

Le prove di ammettenza meccanica costituiscono un mezzo d'indagine molto promettente nell'ambito del controllo non distruttivo dei pali di fondazione. La semplicità di esecuzione dei rilievi, la ripetibilità e soprattutto il ridotto costo, ne consentono l'estensione a mezzo di controllo dell'intera palificata.

Tuttavia il basso livello delle deformazioni mobilizzato nel palo durante la prova, se da un lato giustifica l'impiego di modelli interpretativi di tipo elastico lineare, non sempre produce risultati facilmente interpretabili. In particolare notevoli difformità dei rilievi sperimentali rispetto alle previsioni teoriche, possono derivare sia dal modello di interazione adottato per il sistema palo-terreno, che dalla influenza mutua di più difetti presenti contemporaneamente nel palo.

Il primo aspetto del problema discende dal fatto che il modello di Winkler non può fornire sempre le informazioni di dettaglio richieste sulla geometria del palo attraverso l'interpretazione delle misure dinamiche; l'introduzione di ipotesi troppo semplificative sul modello di terreno, costituito da molle e smorzatori viscosi indipendenti, non consente di cogliere gli effetti connessi alla irradiazione dell'energia nel semispazio. E' possibile tuttavia analizzare comunque i rilievi sperimentali con teorie elastodinamiche basate su modelli continui di semispazio elastico, ed ottenere quindi i valori medi di lunghezza e di diametro del palo (Maugeri e Carrubba, 1994).

Il secondo aspetto del problema richiede l'esecuzione di laboriose simulazioni numeriche, con adeguati modelli di interazione, necessarie a riprodurre artificialmente la risposta dinamica effettiva della testa del palo. Si sottolinea come l'analisi della risposta dinamica del palo nel dominio del tempo risulti più efficiente per la valutazione della lunghezza effettiva del palo, anche in presenza di più difetti (Carrubba e Maugeri, 1994).

In linea di massima le prove condotte con le apparecchiature convenzionali reperibili nel mercato, forniscono buoni risultati nei pali di medio e piccolo diametro ($\varnothing < 600$ mm) e lunghezze inferiori ai 15 m. Per pali di grande diametro ($\varnothing > 800$ mm) e lunghezze superiori ai 20 m si ottengono rilievi generalmente disturbati dai rumori di fondo e dalla perdita di coerenza del segnale; in tal caso sarebbe buona norma imporre l'uso di generatori di forza di più rilevante potenza.

Allo stato dei fatti si può affermare che le prove di ammettenza meccanica, condotte con perizia e professionalità, consentono di valutare la rigidità iniziale del palo in maniera sufficientemente affidabile; quest'ultima può essere quindi utilizzata come parametro di primo confronto per l'accertamento della omogeneità dei pali in sito. La lunghezza effettiva del palo ed il diametro medio del fusto rappresentano gli altri due parametri ricavabili dalle prove di ammettenza meccanica, la cui determinazione non risulta però sempre agevole.

Bibliografia

- Briard M. (1970) : Controle des pieux par la méthodes des vibrations. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Juin 1970, n° 270. Questions Générales (109).
- Carrubba P., Colleselli F. (1993) : Prove dinamiche a basse deformazioni su pali di fondazione. Memorie e Studi dell'Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica, Università di Padova, Dicembre 1993.
- Carrubba P., Maugeri M. (1994) : Modellazione di prove dinamiche su pali nel dominio del tempo. Seminario CIAS sul tema: Tecniche per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione. Catania, 16 Dicembre.
- Clough R.W., Penzien J. (1993) : Dynamics of structures. Second Edition. Mc Graw Hill.
- Cosenza E., Greco G. (1986) : Sulle prove di ammettenza meccanica nel controllo dei pali di fondazione. Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XX, n° 2, Aprile-Giugno 1986.
- Davis A.G., Dunn C.S. (1974) : From theory to field experience with the non-destructive vibration testing of piles. Proc. Instn Civ. Engrs., Part 2, 1974, 57, Dec.
- Davis A., Guillermain P. (1979) : Interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu. Revue Francaise de Geotechnique, Numero 8.

- Maugeri M., Carrubba P. (1994) : Modellazione di prove dinamiche su pali nel dominio della frequenza. Seminario CIAS sul tema: Tecniche per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione. Catania, 16 Dicembre.
- Paquet J. (1968) : Etude vibratoire des pieux en béton, réponse harmonique et impulsionnelle application au controle. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Mai 1968, n° 245, Série: Essais et Mesures (111).
- Paquet J., Briard M. (1976) : Controle non destructif des pieux en béton. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Mars 1976, n° 337. Serie: Sols et Fondations (128).
- Richart F.E., Hall J.R., Woods R.D. (1970) : Vibrations of soils and foundations. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.

MODELLAZIONE DI PROVE DINAMICHE SU PALI NEL DOMINIO DELLA FREQUENZA

MICHELE MAUGERI

Facoltà di Ingegneria, Università di Catania

PAOLO CARRUBBA

Facoltà di Ingegneria, Università di Padova

L'interpretazione classica delle prove di ammettenza meccanica nel dominio delle frequenze si riferisce al caso di palo sollecitato assialmente in un mezzo di Winkler con rigidzze e smorzatori distribuiti lungo la superficie laterale del palo medesimo.

Numerose evidenze sperimentali hanno indicato come in molti casi non risulti possibile eseguire la corretta lettura dei rilievi di ammettenza in accordo con lo schema di Winkler.

In tale contesto le moderne teorie sulla interazione dinamica del palo singolo immerso in un semispazio elastico, possono fornire un criterio generalizzato di interpretazione delle prove di ammettenza meccanica orizzontale e verticale.

1. Introduzione

Le prove di ammettenza meccanica possono essere considerate come delle vere e proprie prove in sito di vibrazione forzata del palo, nel campo delle piccole deformazioni mobilizzate sia nel palo che nel terreno.

Essendo la sollecitazione applicata alla testa del palo e la risposta dinamica misurata nello stesso punto di applicazione del carico, riesce particolarmente agevole il tentativo di assimilare la prova di ammettenza meccanica ad una misura in sito della impedenza del palo di fondazione; quest'ultima traduce in modo completo il processo di interazione dinamica del sistema palo-terreno in termini di reazioni vincolari complesse localizzate in corrispondenza della testa del palo.

Per raggiungere tale obiettivo non è necessario avere informazioni di dettaglio sul meccanismo di propagazione delle onde stazionarie lungo il palo, quanto analizzare globalmente il processo di interazione dinamica del sistema palo-terreno.

Le procedure di calcolo oggi disponibili consentono l'analisi sotto le diverse condizioni di sollecitazione agenti in testa (fig.1), cosicché è immediata l'estensione del metodo dell'ammettenza anche al caso di eccitazione orizzontale. In definitiva l'interpretazione dei rilievi sperimentali alla luce dell'interazione dinamica palo-terreno, consente di acquisire ulteriori informazioni sulla geometria media del palo e sui parametri dinamici del terreno alle basse deformazioni.

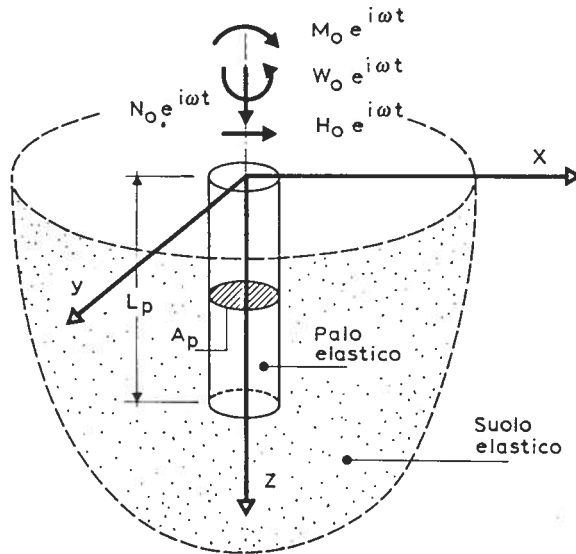


Fig.1. Schematizzazione del sistema palo-terreno per sollecitazioni dinamiche impresse alla testa.

Gli approcci teorici più recenti per la valutazione dell'impedenza di un palo singolo, fanno riferimento a teorie elastodinamiche in grado di riprodurre i principali effetti dell'interazione palo-terreno.

In tale ambito sono stati sviluppati sostanzialmente tre tipi di analisi; il primo si avvale di procedure semplificate derivate dalla teoria del continuo (Novak, 1974; Novak e El Sharnouby, 1983), il secondo è basato sulla discretizzazione del semispazio in elementi finiti (FEM) (Blaney et al, 1976; Wolf e Von Arx, 1978; Roesset e Angelides, 1980), il terzo utilizza un modello rigoroso di mezzo continuo e si avvale del metodo degli elementi di contorno (BEM) (Kaynia e Kausel, 1982; Mamon et al, 1990; Sen et al, 1985).

Le soluzioni semplificate, che trovano ampio consenso per l'immediatezza e la facilità di impiego, sono state generalizzate ed utilizzate nella interpretazione delle prove di ammettenza meccanica, verticale e orizzontale, condotte su pali singoli in differenti siti italiani (Maugeri e Carrubba, 1990; Carrubba e Maugeri, 1991; Carrubba e Maugeri, 1994); tra queste, la procedura di Novak si dimostra particolarmente adatta a fornire valori di impedenza prossimi a quelli rilevati in sito.

2. Impedenza ed ammettenza del singolo palo di fondazione

La formulazione della impedenza di una struttura di fondazione può essere derivata dall'equazione del moto di un oscillatore semplice.

Se si assimila la rigidità dinamica del terreno di fondazione ad una costante elastica K [F/L] e lo smorzamento ad una costante C [F·T/L], risulta possibile scrivere l'equazione di equilibrio dinamico di una fondazione di massa M nella forma:

$$M\ddot{Z}(t) + T(t) = F(t) \quad (1)$$

essendo

$F(t)$ = forza esterna di tipo armonico applicata alla massa

$T(t)$ = forza armonica trasmessa al terreno di fondazione

$Z(t)$ = spostamento armonico del blocco di fondazione.

La forza trasmessa al terreno di fondazione dev'essere equilibrata dalle forze di reazione di natura elastica e viscosa, in accordo con l'ipotesi di mezzo viscoelastico:

$$T(t) = KZ(t) + C\dot{Z}(t) \quad (2)$$

Con riferimento a condizioni di sollecitazione dinamica di tipo stazionario, risulta più conveniente esprimere la forza esterna nella forma complessa $F(t) = F_0 e^{i\omega t}$; conseguentemente anche lo spostamento risultante e la forza trasmessa al terreno assumono la forma: $Z(t) = Z_0 e^{i\omega t}$, $T(t) = T_0 e^{i\omega t}$

Sostituendo nella espressione (2) si ricava:

$$T_0 / Z_0 = [K + i\omega C] = K_1 + iK_2 = \bar{K} \quad [F / L] \quad (3)$$

Il parametro \bar{K} rappresenta l'impedenza offerta dal terreno alla forza trasmessa dalla struttura di fondazione; si tratta di un numero complesso che esprime, al variare della frequenza della sollecitazione esterna, la forza necessaria a provocare uno spostamento armonico unitario del terreno, sfasato rispetto alla forza.

Nel caso più generale l'impedenza \bar{K} risulta costituita da una componente reale K_1 e da una immaginaria K_2 ; la prima riflette la rigidità elastica e l'inerzia del terreno sotto carichi rapidamente variabili nel tempo, la seconda traduce la dissipazione di energia per smorzamento geometrico ed intrinseco del mezzo.

L'equazione (2) può essere più convenientemente riscritta in termini di velocità di spostamento $\dot{Z}(t)$; utilizzando la notazione complessa si ha:

$$\dot{Z}(t) = Z_0 i\omega e^{i\omega t} = i\omega Z(t)$$

che sostituita nella (2) fornisce

$$T(t) = \dot{Z}(t) \left[\frac{K + iC\omega}{i\omega} \right]$$

Si indica col termine di ammettenza meccanica \bar{A} il rapporto tra la velocità di spostamento del vincolo e la forza trasmessa

$$\bar{A} = \frac{\dot{Z}(t)}{T(t)} = \frac{i\omega}{K + i\omega C} = \frac{i\omega}{K} \quad [L / F \cdot T] \quad (4)$$

Anche l'ammettenza meccanica è un numero complesso il cui modulo, di maggiore interesse per le applicazioni pratiche, assume la forma:

$$A = \left| \frac{\dot{Z}}{T} \right| = \frac{\omega}{\sqrt{K^2 + \omega^2 C^2}} \quad [L / F \cdot T] \quad (5)$$

L'espressione (4) definisce la relazione esistente tra ammettenza ed impedenza dell'oscillatore semplice privo di massa, mentre la (5) visualizza come l'ammettenza meccanica dipenda primariamente dalla rigidità dinamica K , dal coefficiente di smorzamento C e dalla frequenza angolare ω (rad/s) della sollecitazione dinamica.

L'estensione della espressione (5) al caso del palo di fondazione isolato richiede una adeguata valutazione dei parametri di rigidità dinamica equivalente K e di smorzamento equivalente C del sistema palo-terreno; a tale riguardo la procedura elaborata da (Novak, 1974; Novak e El Sharnouby, 1983) si avvale di un modello semplificato di semispazio elastico costituito da una successione di strisce orizzontali infinitesime di terreno, indipendenti l'una dall'altra. Il mezzo può quindi essere assimilato ad un modello di Winkler migliorato, in grado di mobilitare forze d'inerzia e di dissipare energia per trasmissione di onde elastiche nel terreno (suolo alla Baranov). Partendo dalle ipotesi di deformazione piana, viene ricavata la risposta dinamica del palo in forma chiusa, integrando l'equazione di equilibrio dinamico in condizioni di regime stazionario. A tale scopo risulta conveniente operare nel dominio delle frequenze e ricavare la risposta stazionaria del palo, con la profondità, in termini di spostamenti complessi.

L'impedenza del palo singolo è data dalla forza esterna complessa, applicata alla testa del palo, in grado di fornire uno spostamento complesso di ampiezza unitaria del suo punto di applicazione. Nel caso di deformazione piana sono possibili tre parametri di spostamento x , φ e z ; ne discende una matrice di impedenza del palo singolo che lega le sollecitazioni complesse \bar{H} , \bar{M} , \bar{N} agli spostamenti complessi \bar{x} , $\bar{\varphi}$, \bar{z} :

$$|\bar{K}| = \begin{vmatrix} \bar{K}_{xx} & \bar{K}_{x\varphi} & 0 \\ \bar{K}_{\varphi x} & \bar{K}_{\varphi\varphi} & 0 \\ 0 & 0 & \bar{K}_{zz} \end{vmatrix} \quad (6)$$

Il singolo termine della matrice di impedenza ha espressione:

$$\bar{K}_{ij} = K_{ij} + i\omega C_{ij}$$

essendo somma di una componente reale, legata alla rigidità del sistema, e di una immaginaria legata allo smorzamento viscoso.

In definitiva il sistema palo-terreno può essere assimilato ad un vincolo viscoelastico generalizzato caratterizzato da rigidità dinamiche e smorzamenti viscosi equivalenti associati alle componenti di spostamento del vincolo (fig.2 a).

Nel caso di solo spostamento complesso verticale di ampiezza unitaria, la trattazione di Novak perviene ai seguenti parametri di rigidità e di smorzamento equivalente:

$$K_{zz} = \frac{E_p A_p}{R_p} f_{z1} \quad C_{zz} = \frac{E_p A_p}{V_s} f_{z2} \quad (7)$$

Con riferimento al cinematismo associato alle prove di ammettenza meccanica orizzontale, occorre definire un ulteriore parametro di impedenza equivalente K_{HH} , per il palo con testa libera di traslare e di ruotare (fig.2 b); a tal riguardo dalla teoria di Novak si possono ricavare le seguenti componenti reali ed immaginarie dell'impedenza:

$$K_{HH} = \frac{E_p I_p}{R_p^3} f_{H1} \quad C_{HH} = \frac{E_p I_p}{R_p^2 V_s} f_{H2} \quad (8)$$

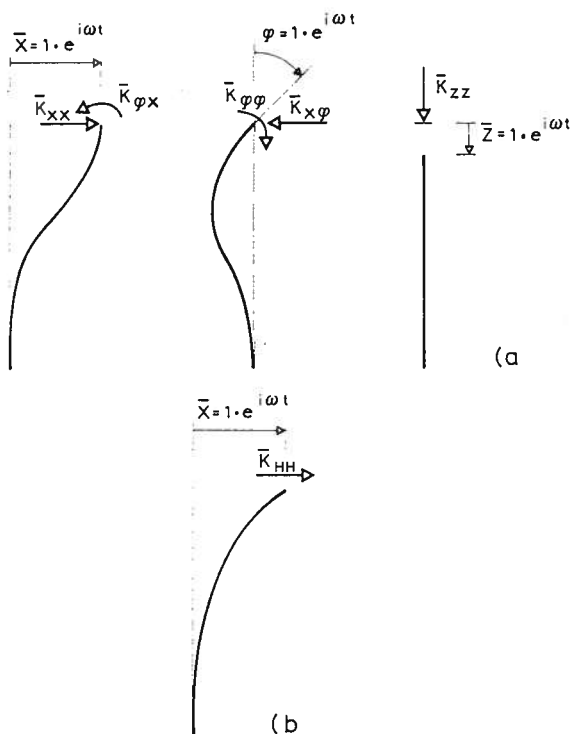


Fig.2. Impedenze del sistema palo-terreno in condizioni di deformazione piana.
a) impedenze relative a spostamenti complessi unitari \bar{x} , $\bar{\varphi}$, \bar{z} della testa
b) impedenza relativa allo spostamento complesso unitario \bar{x} con testa libera di ruotare.

Nelle espressioni (7) e (8) i termini E_p , I_p , A_p , R_p rappresentano rispettivamente il modulo longitudinale, il momento d'inerzia, l'area ed il raggio del palo; V_s è la velocità caratteristica delle onde di taglio nel terreno mentre f_{z1} , f_{z2} , f_{H1} , ed f_{H2} sono funzioni adimensionali che descrivono la dipendenza dell'interazione dinamica da un notevole numero di variabili meccaniche e geometriche del palo e del terreno. Tuttavia per i casi applicativi più comuni le variabili di maggiore incidenza sono la snellezza del palo L_p/R_p , il rapporto di rigidità palo-terreno E_p/G_s , il tipo di eterogeneità del terreno e il tipo di vincolo alla base del palo.

A titolo di esempio si riportano in fig.3 le funzioni f_{z1} ed f_{z2} per i due casi di palo portante per attrito laterale in terreni omogenei (fig.3 a) ed in terreni caratterizzati da un aumento, con legge parabolica, del modulo trasversale G_s al crescere della profondità (fig.3 b)

3. Metodologie di esecuzione delle prove

Le prove di ammettenza meccanica possono essere eseguite in maniera incrociata sullo stesso palo, accoppiando un rilievo di ammettenza verticale ad uno orizzontale.

Nel caso del rilievo verticale si opera con la procedura standard, impiegando un vibratore polarizzato verticalmente oppure un martello strumentato per generare le sollecitazioni dinamiche (fig.4 a); l'elemento di misura dev'essere in grado di rilevare la componente verticale della velocità in corrispondenza della testa del palo.

Nel caso del rilievo di ammettenza orizzontale il vibratore dev'essere polarizzato orizzontalmente e vincolato rigidamente alla testa del palo (fig.4 b); in alternativa può essere impiegato il martello strumentato avendo cura di imprimere una percussione orizzontale secondo un diametro della testa del palo. L'elemento di misura dev'essere in grado di rilevare la componente orizzontale della velocità: nel caso di misuratore di tipo monodimensionale, occorrerà verificare l'allineamento tra la direzione della sollecitazione e la direzione di misura della velocità.

L'uso del martello strumentato, in luogo della vibrodina, presenta l'indubbio vantaggio di poter accedere facilmente al manufatto e di sollecitarlo secondo diverse direzioni. L'esecuzione di più battute secondo la direzione assiale consente di accertare la ripetibilità dei risultati; analogamente l'esecuzione di diverse battute orizzontali, secondo diametri mutuamente ortogonali, consente di accertare la simmetria dinamica del palo.

Si deve tuttavia sottolineare come l'uso del martello strumentato risulti più idoneo all'analisi dei pali di piccolo e medio diametro; la ridotta entità dell'energia cinetica associata all'impatto non consente di porre in vibrazione masse rilevanti in presenza di componenti dissipative nel sistema.

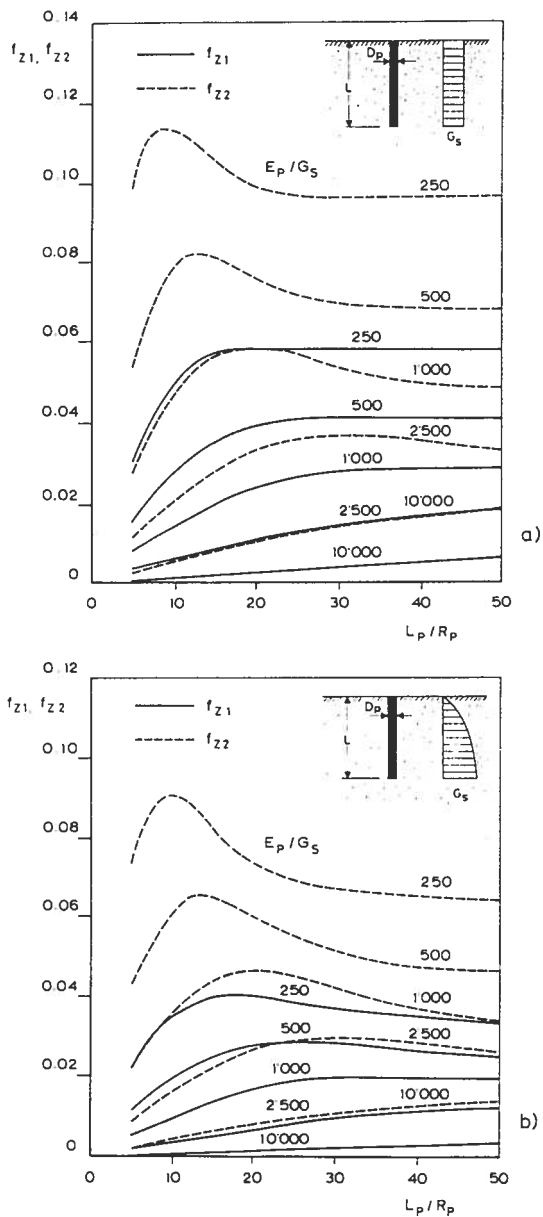


Fig.3. Funzioni adimensionali di rigidezza dinamica verticale f_{z1} , e di smorzamento verticale f_{z2} , per pali ad attrito (Novak e El Sharnouby, 1983).
 a) terreno omogeneo
 b) terreno eterogeneo con variazione parabolica del modulo trasversale.

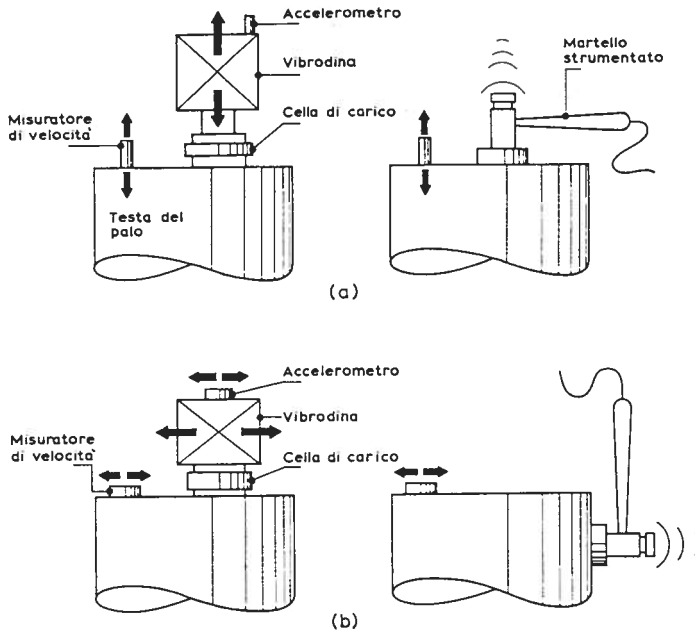


Fig.4. Schemi di esecuzione delle prove di ammettenza meccanica utilizzando la vibrodina o il martello strumentato.

a) prove di ammettenza verticale

b) prove di ammettenza orizzontale

4. Un caso reale di rilievo di ammettenza meccanica verticale e orizzontale

La relazione di corrispondenza tra impedenza ed ammettenza, stabilita con la (4) consente di operare un confronto diretto tra le espressioni teoriche dell'impedenza dei pali singoli ed i risultati sperimentali ottenuti da prove di ammettenza meccanica verticale e orizzontale. In particolare, una volta valutati i termini di rigidità dinamica e di smorzamento equivalente, secondo l'approccio teorico riportato al paragrafo precedente, si esegue la ricostruzione della curva di ammettenza del palo in funzione della frequenza e si confronta la curva teorica con quella sperimentale.

In conformità con le modalità di esecuzione della prova, risultano significativi solo i termini di rigidità dinamica verticale K_{ZZ} e di smorzamento verticale C_{ZZ} , per l'interpretazione delle prove di ammettenza verticale, e quelli di rigidità dinamica orizzontale K_{HH} e di smorzamento orizzontale C_{HH} , nel caso delle prove di ammettenza meccanica orizzontale.

Nel seguito si riportano i rilievi eseguiti nel sito di Augusta su pali \varnothing 800 mm di lunghezza 24 m. Dovendosi realizzare i pali sotto battente marino, è stata adottata la soluzione di preinfiggere un lamierino a perdere, senza spostamento di terreno, per quasi tutta la lunghezza del palo.

Il sito è costituito da una formazione omogenea di argille grigie con tracce di depositi organici imputabili all'origine lacustre dei sedimenti. Le argille ricadono nel campo dei terreni coesivi di elevata plasticità, con resistenza penetrometrica crescente linearmente con la profondità fino a valori dell'ordine di 4 MPa alle massime profondità investigate. Le velocità delle onde di taglio sono state misurate a terra con prove geosismiche di tipo down-hole; nell'ambito delle profondità interessate dai pali, la distribuzione delle velocità delle onde di taglio può essere approssimata a quella uniforme, con valore medio dell'ordine di 350 m/s (Carrubba e Maugeri, 1991).

I risultati delle prove dinamiche eseguite possono essere ritenuti rappresentativi di pali di nota geometria portanti per attrito laterale.

La fig.5 riporta i rilievi sperimentali di ammettenza meccanica verticale, eseguiti nel sito di Augusta, confrontati con le previsioni teoriche fornite dalla (5); in tal caso sono state introdotte le rigidzze verticali K_{zz} e C_{zz} di Novak (7).

L'accordo è soddisfacente e consente di puntualizzare le seguenti proprietà limiti della (5) :

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} \left| \frac{\dot{Z}}{T} \right| = \frac{1}{C_{zz}} = \frac{V_s}{E_p A_p f_{z2}} \quad (9)$$

$$\lim_{\omega \rightarrow 0} \frac{d}{d\omega} \left| \frac{\dot{Z}}{T} \right| = \frac{1}{K_{zz}} = \frac{R_p}{E_p A_p f_{z1}} \quad (10)$$

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} \frac{d}{d\omega} \left| \frac{\dot{Z}}{T} \right| = 0 \quad (11)$$

che esprimono le principali caratteristiche del diagramma di ammettenza meccanica per l'oscillatore semplice privo di massa: l'ammettenza alle alte frequenze definisce un asintoto orizzontale con valore pari all'inverso dello smorzamento e la pendenza iniziale del diagramma di ammettenza coincide con l'inverso della rigidzza dinamica.

Queste ultime informazioni consentono dunque di interpretare i diagrammi di ammettenza meccanica verticale, anche quelli poco leggibili, in termini di parametri geometrici e meccanici medi del sistema palo-terreno.

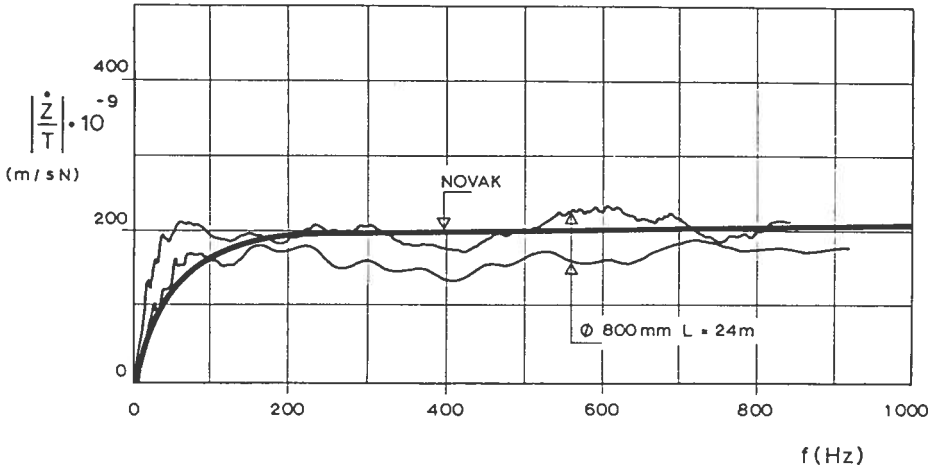


Fig.5. Rilievi sperimentali di ammettenza meccanica verticale sui pali \varnothing 800 mm di lunghezza 24 m nel sito di Augusta e confronto con le previsioni teoriche fornite dalla (5).

La fig.6 riporta i rilievi di ammettenza meccanica orizzontale eseguiti sugli stessi pali: i dati risultano realistici per livelli di frequenza inferiori a circa 500-600 Hz; oltre tale valore, la perdita di coerenza del segnale non rende possibile stabilire il reale andamento della curva di ammettenza. Il confronto tra i rilievi sperimentali e l'espressione (5), interpretata con le rigidità orizzontali K_{HH} e C_{HH} di Novak (8), è riportato sempre nella stessa fig.6 : in questo caso si nota un buon accordo solo alle alte frequenze dove l'asintoto del diagramma di ammettenza attinge al valore :

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} \left| \frac{\dot{Z}}{T} \right| = \frac{1}{C_{HH}} = \frac{R_p^2 V_s}{E_p I_p f_{H2}} \quad (12)$$

Contrariamente al caso di ammettenza verticale, i rilievi sperimentali denotano un marcato fenomeno di risonanza alle basse frequenze la cui origine può essere spiegata in termini di oscillatore semplice dotato di massa (fig.7): la presenza di una massa significativa che partecipa al moto del palo produce un'esaltazione della risposta, non rilevabile nelle ipotesi di oscillatore semplice privo di massa (Carrubba e Maugeri, 1994).

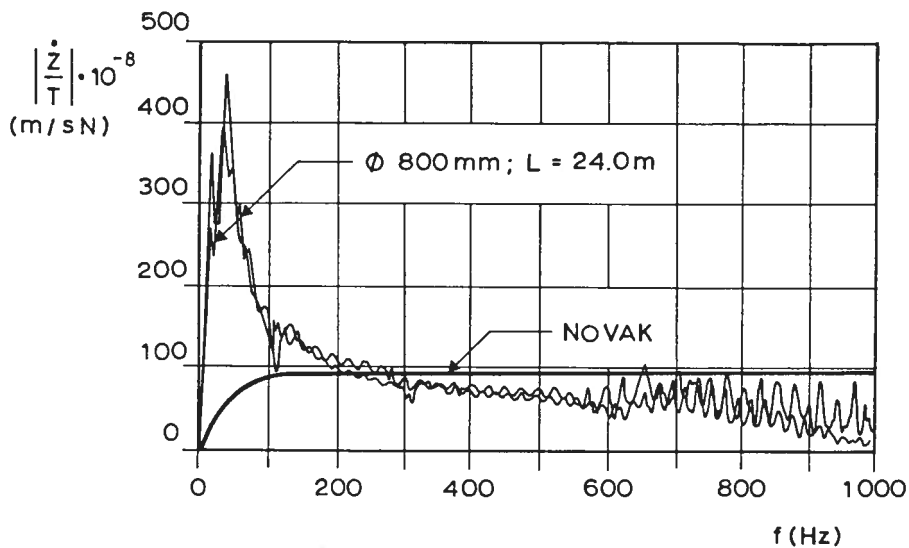


Fig.6. Rilievi sperimentali di ammettenza meccanica orizzontale sui pali $\varnothing 800$ mm di lunghezza 24 m nel sito di Augusta e confronto con le previsioni teoriche fornite dalla (5).

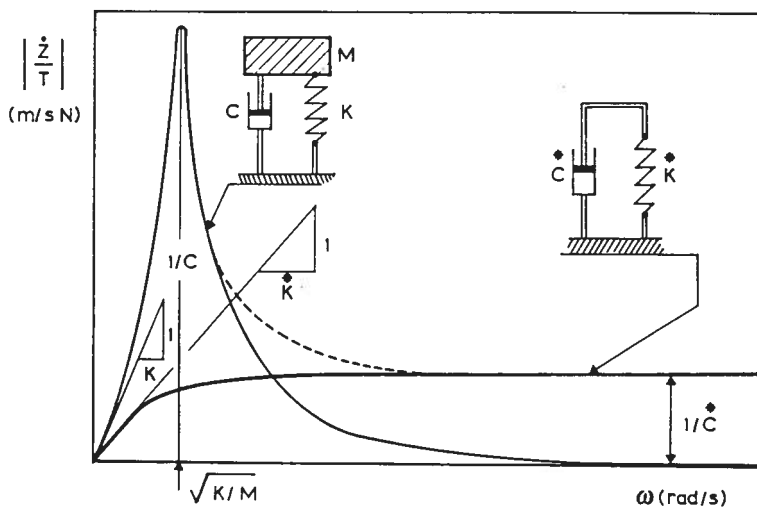


Fig.7. Profili qualitativi di ammettenza meccanica orizzontale per l'oscillatore semplice privo di massa e dotato di massa.

Nel campo delle alte frequenze, prevalentemente controllato dallo smorzamento radiativo del sistema, il meccanismo dinamico equivalente è ancora quello dell'oscillatore semplice privo di massa. Note che siano le proprietà dinamiche dei terreni costituenti il sito, l'impiego incrociato dei rilievi di ammettenza meccanica verticale ed orizzontale consente di ottenere misure sovrabbondanti sulla geometria media del palo (espressioni 9, 10 e 12).

Nel caso esaminato, essendo nota la geometria del palo, è stato considerato un impiego inverso della prova di ammettenza meccanica, valutando la velocità delle onde di taglio V_s nel terreno nelle direzioni verticale ed orizzontale (Maugeri, 1993).

Conclusioni

Le prove di ammettenza meccanica possono essere riviste come delle vere e proprie prove di eccitazione forzata di una struttura di fondazione sollecitata nel campo delle basse deformazioni.

Sotto queste ipotesi l'estensione della prova di ammettenza meccanica al caso di sollecitazione orizzontale risulta immediata.

I rilievi di ammettenza meccanica orizzontale e verticale, eseguiti sui pali di fondazione isolati, possono essere allora analizzati alla luce delle moderne teorie elastodinamiche che valutano l'impedenza del palo singolo sotto le più generali condizioni di sollecitazione.

Tra le varie teorie disponibili, quella di Novak si dimostra particolarmente adatta a fornire parametri di impedenza prossimi ai valori rilevabili in sito. Una volta definita la corrispondenza tra impedenza ed ammettenza si è illustrata l'applicazione ad un caso reale, ben documentato, per il quale sono state condotte prove di ammettenza meccanica verticale ed orizzontale. Il buon adattamento dei rilievi sperimentali alle previsioni fornite dalla (5) sembra confermare la validità della procedura seguita. Ulteriori approfondimenti teorici potranno servire in futuro a caratterizzare meglio la risposta dinamica orizzontale del palo alle basse frequenze.

Bibliografia

- Blaney G.W., Kausel E., Roesset J.M. (1976) : Dynamic stiffness of piles. Proc. Second Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics. ASCE. Blacksburg, Virginia.
- Carrubba P., Maugeri M. (1991) : Prove di vibrazione profonde per la determinazione delle proprietà dinamiche dei terreni. 5° Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Palermo, 29 Settembre - 2 Ottobre 1991.
- Carrubba P., Maugeri M. (1994) : Impedenza del palo singolo: evidenze sperimentali alle basse deformazioni. Sottomesso ad approvazione della Rivista Italiana di Geotecnica.
- Kaynia A.M., Kausel E. (1982) : Dynamic behavior of pile groups. Second Int. Conf. on Numer. Methods in Offshore Piling, Austin, Tex.
- Mamoon S.M., Kaynia A.M., Banerjee P.K. (1990) : Frequency domain dynamic analysis of piles and pile groups. Journ. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.116, n.10, October 1990.
- Maugeri M. (1993) : Affidabilità delle prove dinamiche sulle fondazioni su pali: prove di ammettenza meccanica. Atti Seminario su "Evoluzione nella Sperimentazione per le Costruzioni", Rovinij, Istria, 28-30 Aprile - 1-2 Maggio 1993.
- Maugeri M., Carrubba P. (1990) : Steady state vibration testing of piles in granular soil. Piletalk International 90. 4-5 July 1990. Jakarta, Indonesia.
- Novak M. (1974) : Dynamic stiffness and damping of piles. Canadian Geotechnical Journal, Vol.11.
- Novak M., El Sharnouby B. (1983) : Stiffness constants of single piles. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.109, n.7, July 1983.
- Roesset J.M., Angelides D. (1980) : Dynamic stiffness of piles. Proc. ICE Conf., Numerical Methods in Offshore Piling. Institution of Civil Engineers. London, 22-23 May 1979.
- Sen R., Davies T.G., Banerjee P.K. (1985) : Dynamic analysis of piles and groups embedded in homogeneous soils. Int. Jour. Eartq. Eng. Struct. Dyn. 13(1).
- Wolf J.P., Von Arx G.A. (1978) : Impedence function of a group of vertical piles. Proc. ASCE Spec. Conf. Earthquake Engineering and Soil Dynamics. June 19-21, 1978. Pasadena, CA.

MODELLAZIONE DI PROVE DINAMICHE SU PALI NEL DOMINIO DEL TEMPO

PAOLO CARRUBBA

Facoltà di Ingegneria, Università di Padova

MICHELE MAUGERI

Facoltà di Ingegneria, Università di Catania

I risultati delle prove dinamiche alle basse deformazioni possono essere analizzati anche nel dominio del tempo per la definizione del riflettogramma caratteristico del palo.

In tal caso i segnali di ingresso e di risposta, misurati sulla testa del palo, vengono processati in maniera molto semplice sulla base della teoria della propagazione dell'onda d'urto nel palo.

Quando la sollecitazione impulsiva è di rilevante entità, si generano livelli di deformazione più sostenuti nella fondazione, anche fino allo scorrimento relativo tra palo e terreno; in questa seconda eventualità l'analisi di propagazione dell'onda d'urto consente di ottenere informazioni sul meccanismo resistente del sistema palo-terreno.

Nel caso in cui il tempo di persistenza dell'azione dinamica venga accresciuto in maniera considerevole, risulta possibile evitare la formazione dell'onda d'urto nel palo: la risposta dinamica viene analizzata in termini di cinematismo di un corpo rigido provvisto di vincoli visco-elasto-plastici, sollecitato nel campo delle alte deformazioni.

1. Introduzione

L'analisi delle prove dinamiche sui pali di fondazione nel dominio del tempo rappresenta un avanzato campo di ricerca nel settore della meccanica delle fondazioni; l'interesse è giustificato dalle possibili applicazioni pratiche al controllo non distruttivo dei manufatti ed alla previsione di capacità portante del sistema palo-terreno.

Nel primo caso si eseguono prove a bassissime deformazioni che possono essere considerate perfettamente complementari delle prove di ammettenza meccanica.

Nel secondo caso si sfrutta l'impatto di un grave, in caduta libera, per generare un'onda d'urto nel palo; la risposta viene rilevata in termini di velocità e/o di spostamento della testa del palo, al fine di ottenere informazioni sul carico limite del sistema palo-terreno. In quest'ultimo caso il livello delle deformazioni mobilizzate può essere rilevante, anche in relazione all'energia cinetica sviluppata dalla caduta del grave.

L'idea di applicare una sollecitazione impulsiva al fine di prevedere la capacità portante di un palo di fondazione non è affatto recente, basti pensare alle ben note formule dinamiche per la previsione della capacità portante dei pali prefabbricati e infissi; tali formule, che ebbero tanta diffusione intorno agli anni cinquanta e sessanta (Chellis, 1961; Olsen e Flaate, 1967) erano basate sul semplice bilancio tra energia netta conferita al palo e lavoro resistente da questo prodotto.

Le molteplici formule dinamiche presentate in letteratura avevano la seguente struttura:

$$e_h \cdot W_h \cdot h = Q_{lim} \cdot s + E_{impact} + E_{compr.cap} + E_{compr.pile} + E_{compr.soil}$$

essendo:

e_h, W_h, h = efficienza del maglio, peso del maglio, altezza di caduta

Q_{lim} = carico limite del palo

s = spostamento permanente del palo

E_{impact} = energia dissipata all'impatto

$E_{compr.cap}$ = energia dissipata per compressione elastica del cuscino

$E_{compr.pile}$ = energia dissipata per compressione elastica del palo

$E_{compr.soil}$ = energia dissipata per compressione elastica del terreno

L'impossibilità di prevedere in modo sistematico il contributo dei diversi termini, o la presenza di altre cause di perdita di energia, note ed ignote, comportava un discreto elemento di empirismo nelle singole formule dinamiche che venivano calibrate sui risultati di prove di battitura e prove di carico ben documentate.

Successivamente lo sviluppo delle installazioni off-shore e la necessità di mettere in opera pali tubolari di rilevante lunghezza, attraverso l'impiego di navi battipalo, rese evidente l'esigenza di valutare in modo più rigoroso l'infissibilità dei pali off-shore in relazione alle profondità da raggiungere ed alla consistenza dei terreni. Il problema venne affrontato in termini di propagazione dell'onda d'urto nel palo (Smith, 1962) e risolto in forma discreta. Con tale approccio risultò possibile descrivere l'evoluzione dello stato tensionale all'interfaccia palo-terreno durante la battitura.

E' tuttavia a partire dagli anni ottanta che si manifesta un crescente interesse sull'argomento, principalmente motivato dalla messa a punto di nuovi ed efficienti codici di calcolo in grado di simulare la propagazione dell'onda d'urto nel palo.

Le applicazioni di tali studi al campo delle prove in sito, consentono oggi di disporre di un ampio supporto teorico per l'interpretazione delle prove di carico dinamiche sui pali di fondazione.

Tra le più recenti innovazioni nel campo della previsione della capacità portante del sistema palo-terreno, bisogna senz'altro annoverare le prove cinematiche; con esse si realizza il duplice effetto di sollecitare il palo di fondazione con tecniche dinamiche, quindi con notevole risparmio di masse di contrasto rispetto al caso statico, evitando nel contempo la formazione dell'onda d'urto nel palo.

Tali prove vengono analizzate in analogia con il cinematismo di un corpo rigido provvisto di vincoli visco-elasto-plastici, sollecitato nel campo delle grandi deformazioni.

2. Prove a basse deformazioni

In tale settore di indagini si eseguono prevalentemente prove di eco sonico; la testa del palo viene sollecitata con una forza impulsiva assiale, attraverso l'impiego di un martello strumentato, e se ne rileva la risposta in termini di velocità o di spostamento nel tempo.

Il segnale di risposta viene filtrato in modo da rimuovere le componenti estranee connesse alle basse ed elevate frequenze e quindi amplificato per rendere evidenti i segnali di eco.

Nel caso di palo intero, di sezione omogenea, è possibile valutare la lunghezza L_p con la semplice espressione :

$$L_p = V_p t / 2 \quad (1)$$

essendo $V_p = \sqrt{E_p / \rho_p}$ la velocità delle onde elastiche di compressione nel calcestruzzo (tipicamente dell'ordine di $3500 \div 4000$ m/s), t il tempo intercorso tra la battuta e la ricezione del segnale.

Per la corretta stima della lunghezza del palo occorre puntualizzare come errori di $10^{-3}s$, sulla valutazione del tempo di transito dell'onda, comportino un errore sulla lunghezza del palo di circa 2 m; analogamente imprecisioni dell'ordine di $(0,1 \div 0,5) \cdot 10^4$ MPa, sul valore medio del modulo di elasticità E_p del palo, possono comportare variazioni dell'ordine dei 2 m sulla lunghezza stimata.

Si deduce quindi che la taratura dello strumento di misura ed il controllo dei getti in laboratorio sono condizioni necessarie per la corretta interpretazione dei rilievi.

In fig.1 si riportano i risultati di prove di eco eseguite su pali trivellati \varnothing 800 mm, di lunghezze variabili tra 10 e 15 m, in un sito caratterizzato da depositi limo sabbiosi e argillosi.

Su tali pali è stato eseguito anche il carotaggio meccanico per il rilievo diretto della lunghezza effettiva. E' possibile notare come nel caso di palo integro (fig. 1 a) la riflessione della base fornisca la corretta lunghezza del palo; diversamente nel caso del palo interrotto dal franamento locale del cavo, viene determinata solo la lunghezza del tratto di palo compresa tra la testa e l'interruzione.

Analogamente alle prove di ammettenza meccanica, la presenza di più difetti nello stesso palo produce risultati non sempre interpretabili con facilità; in particolare notevoli complicazioni possono derivare dalle variazioni di sezione o di modulo elastico del fusto con la profondità, ferma restando la continuità del palo. Per analizzare il problema occorre fare riferimento al fenomeno di riflessione e di rifrazione di un'onda d'urto in corrispondenza ad una discontinuità localizzata in una barra (fig.2).

L'onda d'urto incidente, di ampiezza N_a , genera un'onda riflessa di ampiezza N_b , ed una rifratta, di ampiezza N_c , in maniera da rispettare la condizione di continuità sia delle forze che dei relativi spostamenti u_a , u_b , e u_c :

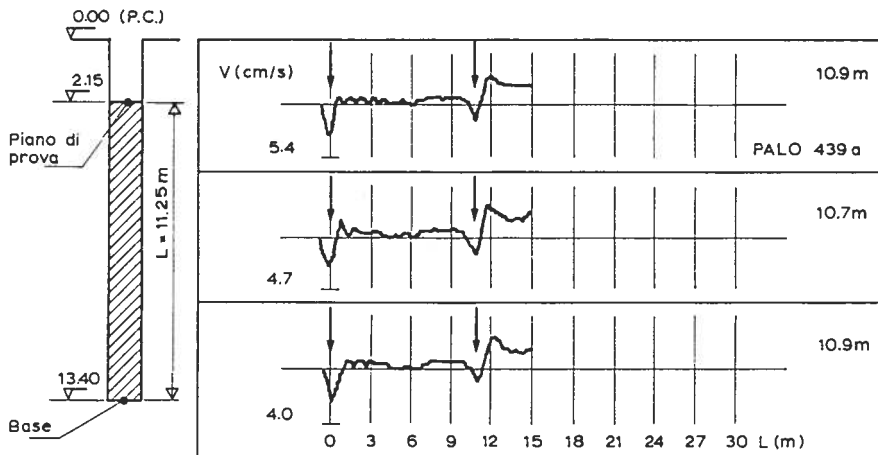
$$N_a + N_b = N_c$$

$$u_a + u_b = u_c$$

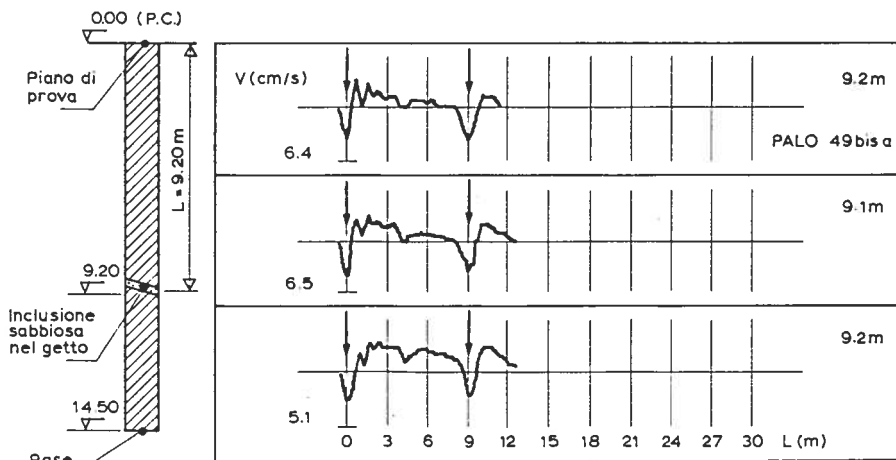
Le relazioni esistenti tra le ampiezze degli spostamenti associati alle onde incidente, riflessa e rifratta, sono le seguenti:

$$\frac{u_b}{u_a} = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_2 + Z_1} \quad (2)$$

$$\frac{u_c}{u_a} = \frac{2 Z_1}{Z_2 + Z_1} \quad (3)$$



(a)



(b)

Fig.1. Prove ad eco su pali trivellati di diametro \varnothing 800 mm e lunghezze variabili tra 10 e 15 m.

- a) palo integro
- b) palo interrotto

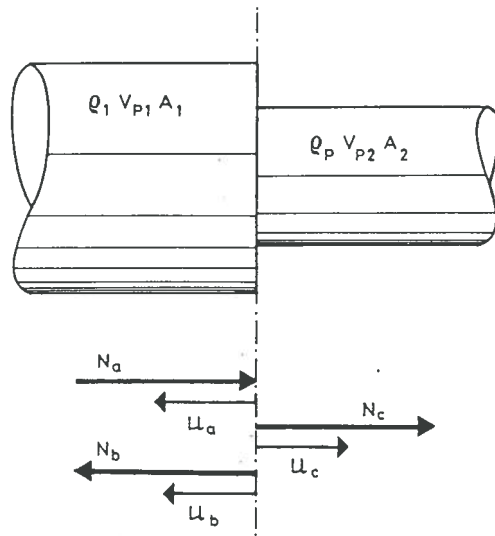


Fig.2. Fenomeno di riflessione e di rifrazione dell'onda d'urto in corrispondenza ad una discontinuità.

Le espressioni (2) e (3) definiscono rispettivamente i rapporti di riflessione e di trasmissione della discontinuità; i termini Z_1 e Z_2 rappresentano le impedenze dei singoli tratti di barra in accordo con le formule:

$$Z_1 = \rho_1 A_1 V_{P1} \quad (4)$$

$$Z_2 = \rho_2 A_2 V_{P2} \quad (5)$$

essendo

ρ_1, ρ_2 = massa unitaria del singolo elemento di barra

A_1, A_2 = sezione retta del singolo elemento di barra

V_{P1}, V_{P2} = celerità delle onde di compressione nei singoli elementi di barra

con

$$V_{P1} = \sqrt{E_1 / \rho_1} \quad (6)$$

$$V_{P2} = \sqrt{E_2 / \rho_2} \quad (7)$$

ed E_1, E_2 moduli elastici dei due elementi di barra.

I rapporti degli sforzi associati alle tre onde di tensione assumono la forma:

$$\frac{N_b}{N_a} = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \quad (8)$$

$$\frac{N_c}{N_a} = \frac{2 Z_2}{Z_2 + Z_1} \quad (9)$$

L'esame delle espressioni (3) e (9) mette in luce come spostamenti e tensioni associati all'onda rifratta siano sempre concordi, in segno, a quelli dell'onda incidente, sia nel caso di riduzione che di aumento di impedenza; in sostanza se l'onda incidente è di compressione, lo sarà sempre anche quella rifratta.

Con riferimento alle onde riflesse, l'esame delle espressioni (2) e (8) mette in luce il verificarsi di due possibilità: nel caso di diminuzione di impedenza ($Z_2 < Z_1$) lo spostamento dell'onda riflessa è concorde a quello dell'onda incidente, ma lo sforzo è di segno opposto; viceversa nel caso di aumento di impedenza ($Z_2 > Z_1$) gli spostamenti associati all'onda riflessa sono di segno opposto, rispetto a quelli dell'onda incidente, mentre gli sforzi sono concordi. In sostanza un'onda incidente di compressione, che incontra una variazione di impedenza viene parzialmente o interamente riflessa come onda di trazione o di compressione, a seconda che l'impedenza diminuisca o aumenti.

Lo studio del riflettogramma reale di un palo di fondazione consente di individuare profondità e natura della variazione di impedenza, in relazione al tempo di arrivo e al segno della riflessione rilevata in testa al palo.

Le riflessioni possono essere espresse in termini di velocità o di spostamenti, mentre in luogo dei tempi di arrivo si riportano direttamente le lunghezze di palo interessate dal percorso dell'onda (1).

Se il picco di riflessione ha segno concorde a quello della battuta si ha una diminuzione di impedenza che induce onde riflesse di trazione: tale diminuzione può essere associata alla base libera del palo, ad una interruzione del fusto, ad una restrizione della sezione o ad un degrado locale del modulo elastico. Viceversa se il picco di riflessione ha segno discorde da quello della battuta, allora si è in presenza di un aumento di impedenza che induce onde riflesse di compressione: tale aumento può essere associato ad un ingrossamento del fusto, ad un miglioramento localizzato del modulo elastico, alla presenza di un vincolo rigido alla base del palo o all'attraversamento di un livello molto consistente.

Nel caso di molteplici variazioni di impedenza, non risulta possibile discriminare con facilità le informazioni che il riflettogramma può fornire; in particolare tre aspetti concorrono a disturbare i rilievi: l'eccessivo smorzamento del segnale associato alla propagazione dell'onda d'urto nel calcestruzzo, la generazione di onde ascendenti lungo il fusto all'interfaccia palo-terreno, la rappresentatività dei

segnali di velocità alle diverse frequenze.

Mentre il primo aspetto è principalmente correlato al basso valore dell'energia cinetica associato all'uso di strumenti non idonei, gli altri due aspetti richiedono un particolare condizionamento del segnale. A tal riguardo Paquet (1991) ha proposto un criterio di analisi dei riflettogrammi che consente di tracciare il profilo di impedenza del palo con la profondità, ovvero della sua sezione utile nel caso in cui il calcestruzzo risulti omogeneo con la profondità. Secondo questa procedura, il segnale di velocità misurato in testa al palo viene amplificato esponenzialmente in modo da compensare l'attenuazione delle riflessioni dalle profondità più elevate. Successivamente viene elaborato un riflettogramma sintetico per il palo ideale, immerso negli stessi terreni costituenti il sito di interesse; questo riflettogramma contiene le onde ascensionali indotte dalla presenza del terreno lungo il fusto, di scarso interesse ai fini del controllo di integrità. Viene quindi prodotto il riflettogramma relativo, quale rapporto tra il riflettogramma reale e quello artificiale, e quindi compensato per le distorsioni di propagazione. Dall'integrazione del riflettogramma relativo rispetto al tempo, si determina il profilo di impedenza.

La fig.3 riporta le ricostruzioni dei profili di impedenza per due pali del tipo battuto e gettato in opera (Franki) senza asportazione di terreno, realizzati con l'infissione del rivestimento di lunghezza nota. I pali, di diametro \varnothing 600 mm e lunghezze dell'ordine di 9 ÷ 10 m, sono stati realizzati nei terreni sabbioso-limosi della Pianura Veneta. Nei limiti della tecnologia costruttiva impiegata, il palo di fig.3a mostra un profilo di impedenza abbastanza regolare, associato ad un riflettogramma ben leggibile con una chiara riflessione dalla base.

Diversamente il palo di fig.3b mostra un profilo di impedenza irregolare, in conformità col riflettogramma da cui è stato derivato. Due probabili sbulbature, con origine alle profondità medie di circa 3,00 m e 8,00 m, determinano due riflessioni aggiuntive nel riflettogramma del palo, in opposizione di fase con la battuta.

Il metodo del profilo di impedenza può essere ritenuto il criterio più avanzato di analisi dell'onda d'urto nel campo delle basse deformazioni, anche se non può essere esclusa una certa soggettività nella gestione e nella interpretazione dei rilievi.

3. Prove ad alte deformazioni

Rientrano in tale classe tutte le prove dinamiche sui pali di fondazione dove si analizzano le caratteristiche di propagazione delle onde d'urto generate dall'impatto di un grave in caduta libera.

Ad una distanza dalla testa di battuta non inferiore a 1,0÷0,5 volte il diametro del palo, si applicano due coppie di accelerometri piezoelettrici e di estensimetri a strain-gauge in posizione diametralmente opposta.

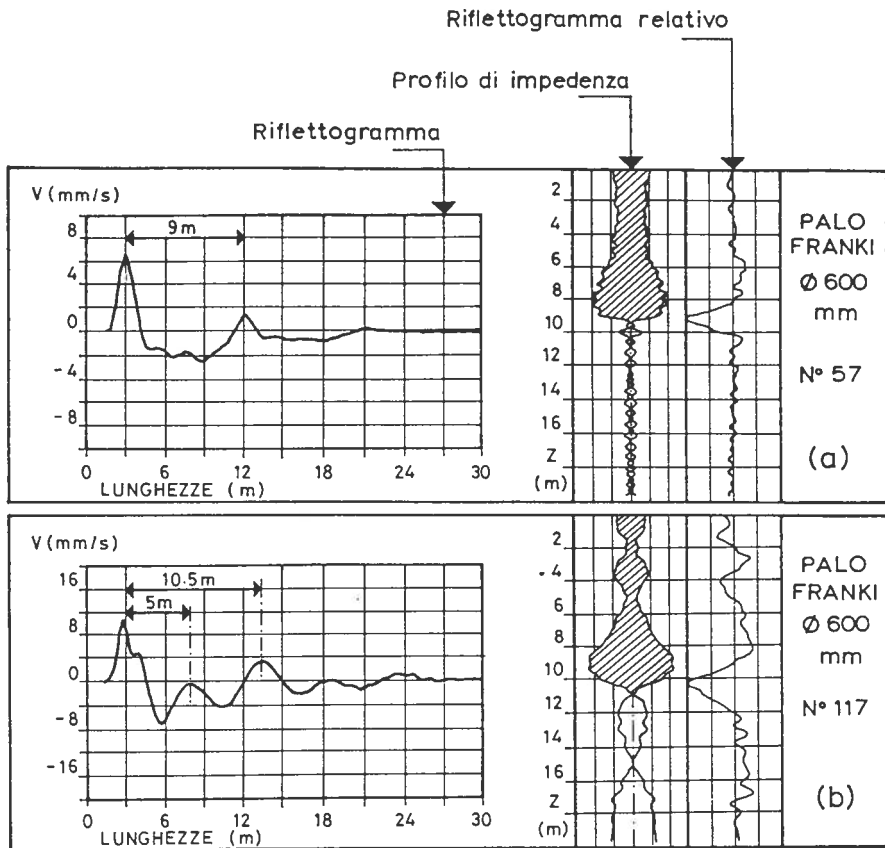


Fig.3. Profili di impedenza per pali battuti e gettati in opera di diametro Ø 600 mm e lunghezze variabili tra 9 e 10 m.

- a) palo regolare
- b) palo irregolare.

Gli accelerometri e le basi estensimetriche consentono di determinare rispettivamente l'evoluzione della velocità e della forza nel tempo in corrispondenza della testa del palo. I livelli di accelerazione che si producono nel palo sono elevati, dell'ordine di 10^2-10^3 g; tale circostanza comporta l'impiego di accelerometri molto rigidi con elevata frequenza di risonanza. La strumentazione può essere completata da un rivelatore di spostamenti di tipo laser, con base sufficientemente distante dal punto di prova e mira collocata sulla testa del palo (fig.4).

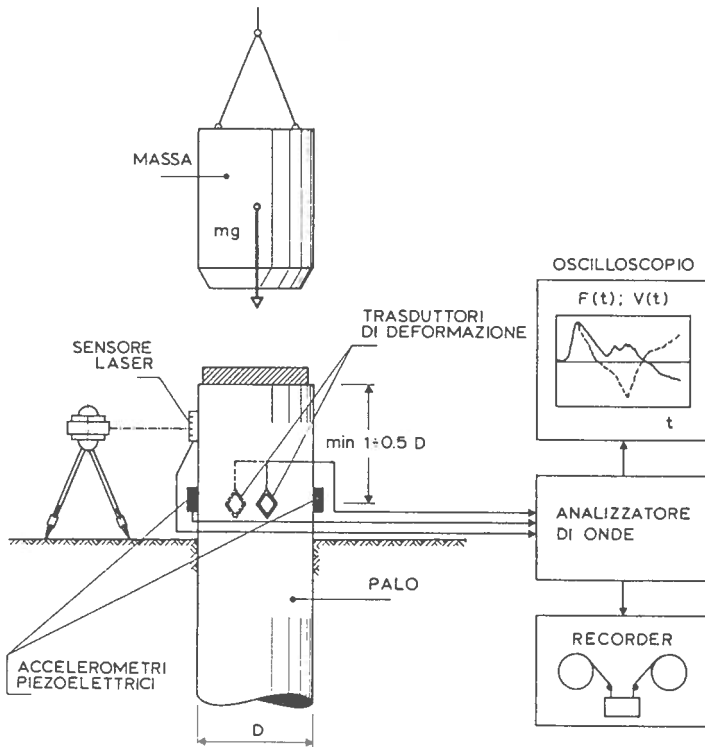


Fig.4. Strumentazione per prove dinamiche ad elevate energie.

I segnali provenienti dalla strumentazione vengono raccolti da una unità elettronica che provvede a memorizzare i rilievi, consentendo nel contempo all'operatore di verificare le forme d'onda in tempo reale.

Le prove si eseguono battendo alcuni colpi di maglio con diverse altezze di caduta per variare l'energia applicata al palo; quest'ultima dev'essere opportunamente predimensionata onde evitare il danneggiamento del palo, nel caso di energia eccessiva, o la scarsa mobilitazione della resistenza totale nel caso di energie troppo basse. Le indicazioni tecniche relative alle procedure per l'esecuzione delle prove dinamiche ad alte deformazioni sono contenute nelle prescrizioni ASTM (1991).

La prima analisi organica sui fenomeni che avvengono nel palo durante la battitura con energie considerevoli è stata fornita da Smith (1962) in termini di propagazione monodimensionale dell'onda d'urto in un sistema deformabile. Diversamente dalle ipotesi di corpo rigido, solitamente adottate nelle usuali formule dinamiche, il modello di Smith discretizza il palo in masse concentrate

interconnesse da molle lineari, trascurando le reazioni viscose tra singoli elementi di palo.

Le reazioni di attrito esercitate dal terreno sulla superficie laterale del palo, vengono schematizzate con molle, smorzatori e blocchi ad attrito necessari a simulare il comportamento elasto-perfettamente plastico e viscoso del terreno. La rigidezza statica dell'elemento di terreno viene definita come rapporto tra la resistenza statica limite R_u e la massima deformazione elastica Q , parametri entrambi da definire in sede di caratterizzazione geotecnica del sito.

La resistenza dinamica totale $R_{DYN.SOIL}$, offerta dal terreno durante la sollecitazione, viene espressa come somma di una componente statica R_{STATIC} e di una viscosa R_{VISC} .

La componente statica viene valutata sulla base del modello elasto-perfettamente plastico assunto per il terreno; per spostamenti relativi $u(z)$ inferiori al valore limite Q , il terreno è in campo elastico lineare:

$$R_{STATIC} = R_u u(z) / Q \quad (10)$$

mentre per spostamenti $u(z)$ superiori a Q il terreno è in campo plastico:

$$R_{STATIC} = R_u \quad (11)$$

La componente viscosa della resistenza al moto viene messa in relazione alla velocità istantanea dell'elemento di palo attraverso l'espressione:

$$R_{VISC}(t) = R_{STATIC} J_s \cdot V(t) \quad (12)$$

essendo:

J_s = fattore di smorzamento viscoso di Smith (T / L)

$V(t)$ = velocità istantanea dell'elemento di palo alla profondità di interesse.

La resistenza totale è quindi pari a:

$$R_{DYN.SOIL}(t) = \frac{R_u}{Q} u(z,t) \left[1 + J_s \frac{du(z,t)}{dt} \right] \quad (13)$$

$$R_{DYN.SOIL}(t) = R_u + R_u J_s \frac{du(z,t)}{dt} \quad (14)$$

rispettivamente per i casi in cui $u(z,t) \leq Q$ e $u(z,t) > Q$.

Analoghe considerazioni possono essere fatte nella modellazione della resistenza di punta.

Una volta definiti gli elementi che caratterizzano il modello, si impongono le equazioni di equilibrio dinamico, ad ogni istante di tempo, per tutti gli elementi facenti parte del sistema, ivi compreso il maglio che all'istante $t = 0$ possiede velocità non nulla.

Riscrivendo iterativamente le equazioni di equilibrio alle differenze finite per tutti gli elementi, si ha la possibilità di conoscere il valore dell'avanzamento del palo nel terreno per un dato numero di colpi del maglio, unitamente ai valori della sollecitazione in ogni sezione; occorre in questa fase una preventiva caratterizzazione dei parametri statici e dinamici del terreno.

Procedendo in maniera inversa, si può risalire al valore della resistenza statica offerta dal terreno in relazione all'entità dello spostamento permanente del palo.

La procedura di Smith prevede la modellazione del comportamento dinamico anche degli organismi di battitura quali il maglio, il cuscino e la cuffia; la valutazione dell'energia trasmessa da tali elementi risulta generalmente difficoltosa poichè condizionata dall'urto anelastico tra le masse. Ciò nonostante il modello di Smith può essere considerato efficiente sotto il profilo delle schematizzazioni adottate ed è stato largamente utilizzato nelle previsioni di battitura anche di pali off-shore.

Diversi codici di calcolo, facilmente reperibili nel mercato, implementano il modello di Smith; tra questi i codici TTI (Hirsch et al, 1976) e WEAP (Goble e Rausche, 1976) sono tra i più diffusi.

Le avanzate tecnologie oggi disponibili per il monitoraggio dei pali in condizione di sollecitazioni impulsive (fig.4) consentono l'esecuzione di un numero sovrabbondante di misure direttamente in corrispondenza della testa del palo prescindendo dagli organismi di battitura. Tali misure, relative alla forza $F(t)$, all'accelerazione $a(t)$ ed allo spostamento $u(t)$, possono essere impiegate per ottimizzare le simulazioni numeriche sulla propagazione dell'onda d'urto nei pali.

Partendo da considerazioni prevalentemente di natura teorica, Rausche e Goble (1985) hanno messo a punto un metodo di calcolo semplificato in forma chiusa per la valutazione approssimata delle resistenze totali, statica e dinamica, mobilizzate durante una prova dinamica ad elevata energia. La procedura nota come metodo CASE, dal nome della Case Western Reserve University dove è stata messa a punto, si avvale delle sole misure di forza $F(t)$ e di velocità $V(t)$ eseguite sulla testa del palo. Durante la propagazione di un'onda d'urto in una barra libera, esiste una relazione di proporzionalità tra forza e velocità in accordo con l'espressione:

$$F(t) = \frac{E_p A_p}{V_p} V(t) = \rho_p A_p V_p V(t) = Z_p V(t) \quad (15)$$

essendo

$F(t)$ = entità della forza al tempo t nella sezione di interesse

$V(t)$ = entità della velocità al tempo t nella sezione di interesse

Z_p = impedenza del mezzo.

La suddetta relazione di proporzionalità risulta valida fino a quando non pervengono onde riflesse in corrispondenza della sezione di interesse.

In particolare le tra misure di forza e di velocità, eseguite sulla testa del palo, vale la relazione di proporzionalità espressa dal fattore Z_p . Successivamente l'arrivo delle onde riflesse, sia dalla superficie laterale che dalla base del palo, produce una graduale divergenza delle registrazioni col progredire del tempo. Per capire concettualmente il fenomeno occorre evidenziare che l'effetto dell'attrito laterale è quello di produrre prevalentemente onde riflesse di compressione alla generica profondità; tali onde, pervenendo gradualmente in prossimità della testa, tendono ad accrescere la forza di compressione misurata e a diminuire gli spostamenti verticali verso il basso, ossia la velocità positiva misurata in testa.

L'effetto della base è quello di produrre onde riflesse di compressione o di tensione a seconda che la natura del terreno presente, unitamente alle caratteristiche di interazione tra base e terreno, configurino un vincolo rigido o cedevole.

Nel primo caso la forza di compressione misurata in testa tende a crescere dopo un intervallo di tempo $t = 2L_p / V_p$ mentre gli spostamenti verso il basso decrescono; nel secondo caso l'onda di tensione, pervenendo alla testa del palo dopo un tempo $t = 2L_p / V_p$, fa decrescere la forza di compressione misurata ed accentua, nel contempo, la velocità positiva di abbassamento della testa.

La fig.5 a, b, c riassume alcune tipiche registrazioni di forza, $F(t)$, e di velocità, $V(t)$, misurate entrambe in testa, per pali prefabbricati e infissi con differente comportamento meccanico: nel caso di fig.5a il palo ha scarsa aderenza laterale ed elevata resistenza alla base; in tal caso le misure di forza e di velocità tendono inizialmente a coincidere, per poi improvvisamente divergere, al tempo $t = 2L_p / V_p$, con l'arrivo dell'onda di compressione riflessa dalla base.

Nel caso del palo di fig.5b le condizioni sono completamente opposte essendo elevata l'aderenza laterale e scarsa la resistenza di base; si nota un graduale e sostenuto arrivo di onde di compressione, sin dagli istanti iniziali di battuta, in grado di mantenere elevato lo sforzo di compressione in testa e ridotta la velocità di spostamento verso il basso.

Infine per il palo di fig.5c risultano scarse sia l'aderenza laterale che la resistenza di base; il palo, della lunghezza originaria di 22 m si è rotto durante l'infissione a 12,5 m di profondità dalla testa, cosicché dopo il tempo $t = 2L_p / V_p = 7$ ms l'onda riflessa di tensione annulla completamente la forza in testa, mentre il diagramma di velocità denuncia una anomala mobilità verticale del palo.

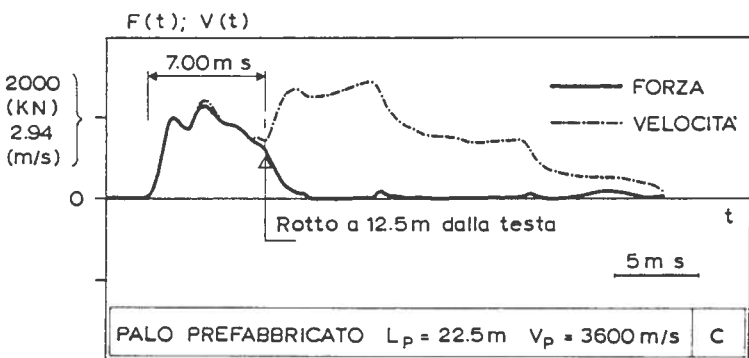
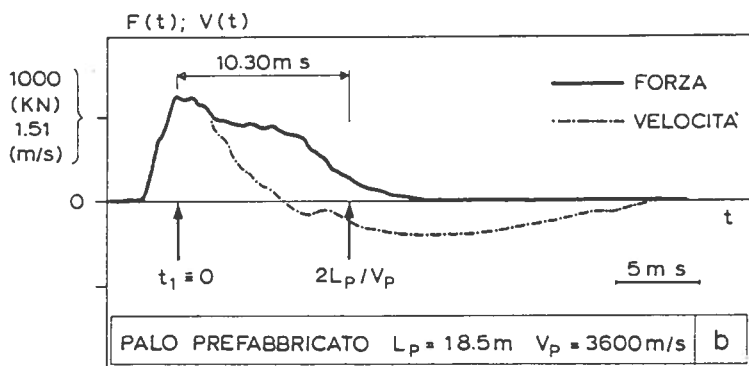
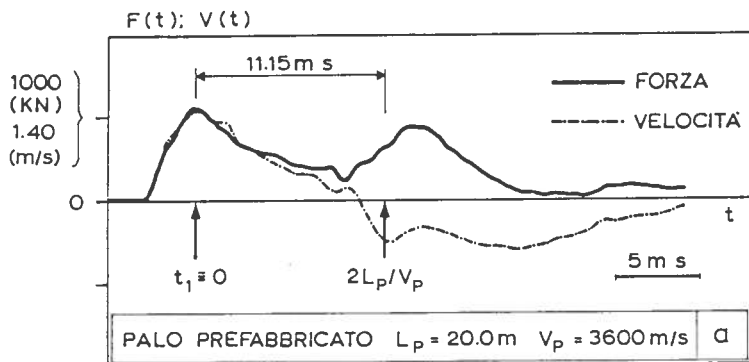


Fig.5. Esempi di prove tipo CASE su pali prefabbricati e infissi (Davis e al, 1987)

- a) palo portante alla base
- b) palo portante per attrito laterale
- c) palo con scarsa aderenza al terreno.

Il metodo CASE idealizza il terreno come un mezzo visco-plastico in grado di fornire una resistenza dinamica totale, $R_{DYN.SOIL}$, quale somma di una resistenza totale statica, R_{STATIC} , e di una viscosa R_{VISC} .

La componente viscosa viene espressa in funzione della velocità $V_b(t)$ della base del palo, in accordo con l'espressione:

$$R_{VISC}(t) = J_c V_b(t) \quad (16)$$

con

J_c = costante di smorzamento viscoso del metodo CASE

L'evoluzione nel tempo della resistenza dinamica totale viene ricavata con l'espressione:

$$R_{DYN.SOIL}(t) = \frac{1}{2} \left[F(t) + F\left(t + 2L / V_p\right) \right] + \frac{1}{2} Z_p \left[V(t) - V\left(t + 2L / V_p\right) \right] \quad (17)$$

che assume il massimo valore all'incirca per $t = t_1$, istante in cui è massima la forza iniziale trasmessa (fig.5 a, b).

La resistenza statica totale può essere quindi ottenuta con l'espressione:

$$R_{STATIC}(t) = R_{DYN.SOIL}(t) - J_c V_b(t) \quad (18)$$

Esprimendo opportunamente la velocità della base in funzione della velocità della testa del palo $V_b(t) = f[V(t)]$ si ottiene l'espressione della resistenza statica totale nel tempo:

$$\begin{aligned} R_{STATIC}(t) = & \frac{1}{2}(1 - J_c) \left[F(t) + Z_p V(t) \right] + \\ & + \frac{1}{2}(1 + J_c) \left[F\left(t + 2L / V_p\right) - Z_p V\left(t + 2L / V_p\right) \right] \end{aligned} \quad (19)$$

il cui valore massimo viene ottenuto per $t = t_1$.

Le principali limitazioni del metodo CASE, ed in genere delle prove dinamiche ad elevate energie su pali in calcestruzzo di elevata capacità portante, derivano dal fatto che spesso l'energia impressa dal maglio non è sufficientemente elevata da impegnare la resistenza limite totale del terreno. Mentre nei pali tubolari metallici per gli impieghi off-shore, l'energia di infissione può essere variata agevolmente fino al conseguimento della penetrazione del palo, viceversa nei pali in calcestruzzo l'energia di infissione non può superare i limiti pratici connessi alla resistenza a compressione ed a trazione del calcestruzzo. In conseguenza di ciò la soluzione espressa dalla (19) risulta significativa solo della resistenza mobilizzata durante la

prova, ma non di quella limite. Una circostanza di questo tipo risulta evidente, ad esempio, dalle prove dinamiche eseguite sui pali trivellati di diametro \varnothing 600 mm e lunghezza 18 m nei terreni sciolti della Pianura Veneta.

La fig.6 riporta la caratterizzazione stratigrafica del sito costituito prevalentemente da successioni di orizzonti coesivi e granulari, mentre la fig.7 illustra alcune prove di carico statiche eseguite durante il collaudo dei pali: è possibile notare un comportamento prevalentemente elastico del sistema palo-terreno anche per livelli di sollecitazione dell'ordine dei 2000 KN. L'assenza di cedimenti residui allo scarico indica che in alcun punto, nei terreni di fondazione, è stata mobilizzata la componente plastica del legame sforzi deformazioni.

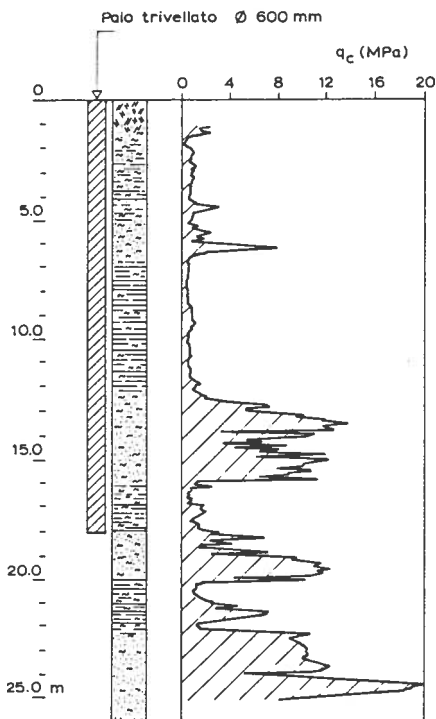


Fig.6. Palo trivellato di diametro \varnothing 600 mm e lunghezza 18 m nei terreni sciolti della Pianura Veneta.

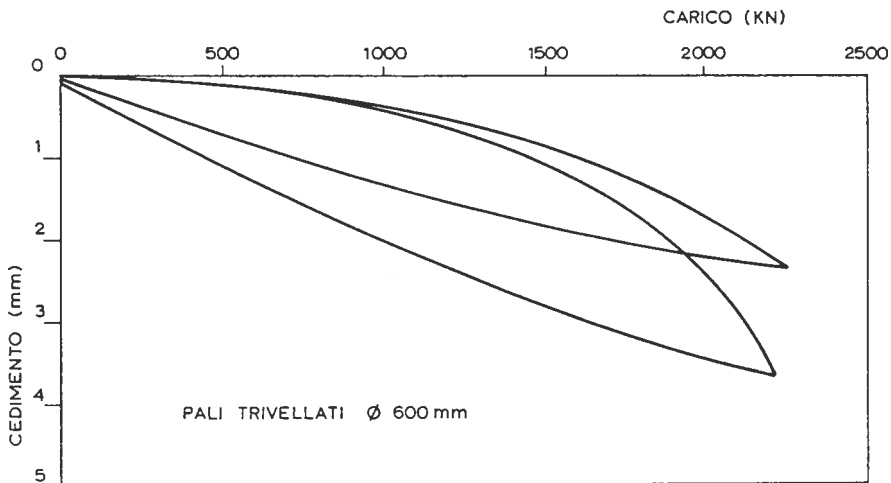


Fig.7. Prove di carico statiche sui pali trivellati Ø 600 mm nei terreni sciolti della Pianura Veneta.

La fig.8 riporta i risultati di una delle prova CASE eseguite sugli stessi pali; si è fatto uso di una massa battente di 11,20 KN con altezze di caduta libera pari a 0,25 m (fig.8a) e 0,50 m (fig.8b).

Il monitoraggio della forza in testa del palo, durante le due battute, evidenzia delle sollecitazioni dinamiche massime di 2000 KN, nella prima battuta, e di 2500 KN nella seconda. Tali valori massimi corrispondono alla variazione della quantità di moto del grave durante i tempi di rilascio dell'energia, pari a circa 1,2 ms e 1,4 ms, rispettivamente per la prima e per la seconda battuta.

Tuttavia a forze dinamiche così elevate, applicate in testa al palo, non corrisponde una equivalente resistenza dinamica offerta dal terreno, poichè parte dell'energia è necessaria ad impegnare l'inerzia del palo. Utilizzando dunque la (17) si ottengono valori di resistenza dinamica massima, $R_{DYN.SOIL}$, pari rispettivamente a 1500 KN e 1700 KN per la prima e per la seconda battuta. Facendo poi riferimento alla (19), con una costante di smorzamento $J_c = 0,2$ compatibile con la natura dei terreni presenti in sito, si deduce l'entità delle resistenze statiche massime, R_{STATIC} , dell'ordine di 900 KN e 1000 KN rispettivamente per la prima e per la seconda battuta. I bassi valori di resistenza statica mobilizzati nel terreno fanno degenerare la prova CASE in una prova tipo ad eco eseguita ad elevate sollecitazioni; è ben visibile, infatti, l'onda di tensione riflessa dalla base libera del palo all'istante di tempo $2L_p / V_p$ dalla battuta. Per valori di tempo inferiori non si osserva la divergenza tra i diagrammi $F(t)$ e $V(t)$ Z_p , indicativa dell'attrito laterale lungo il fusto del palo.

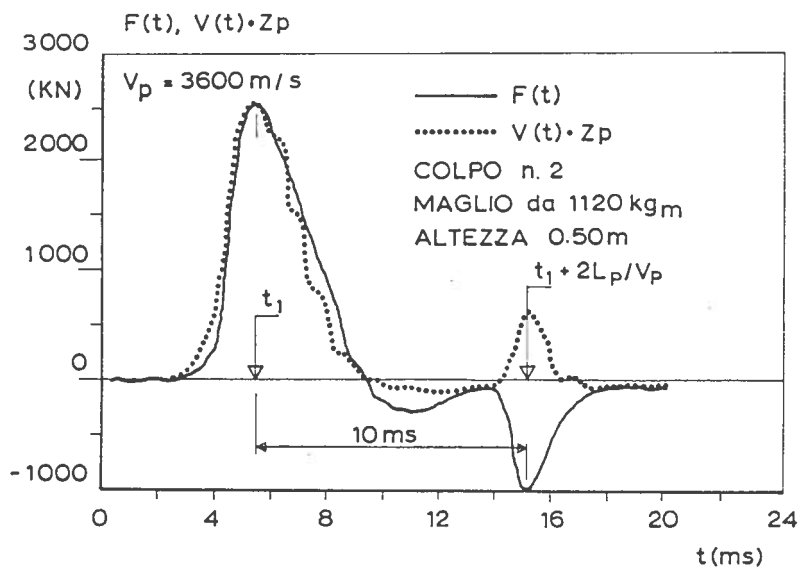
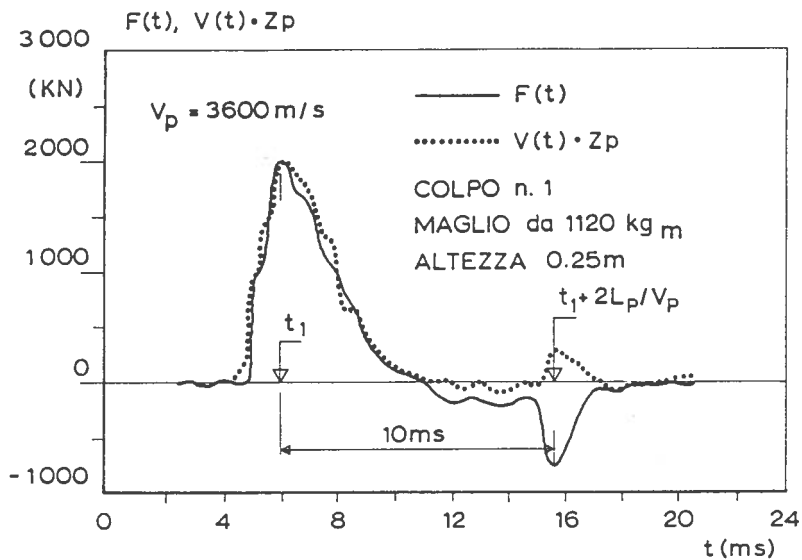


Fig.8. Prove CASE su palo trivellato di diametro \varnothing 600 mm e lunghezza 18 m nei terreni sciolti della Pianura Veneta

a) colpo n.1

b) colpo n.2

In definitiva l'assenza di uno scorrimento relativo palo-terreno, sotto i livelli di tensione tangenziale statica raggiunti, è documentata dai risultati delle prove sia di carico statiche che di carico dinamiche condotte entrambe per livelli di carico dello stesso ordine di grandezza.

Nonostante la evidente praticità, il metodo CASE fornisce stime approssimate della resistenza statica del palo di fondazione; analisi più dettagliate richiedono l'impiego di raffinati codici di calcolo basati sulla propagazione dell'onda d'urto nel palo. Si tratta in genere di soluzioni al discreto basate sulla ottimizzazione delle proprietà meccaniche dei terreni, in maniera da ottenere la coincidenza dei parametri dinamici misurati in testa con quelli forniti dal calcolo.

Tra i codici di calcolo più diffusi ricordiamo il CAPWAP (Goble e Rausche, 1979) ed il SIMBAT (Heritier et al, 1991); il primo si avvale delle misure di forza e di velocità quali condizioni al contorno imposte alla testa del palo nel tempo, mentre il secondo analizza anche gli spostamenti rilevati con un teodolite elettronico.

La procedura CAPWAP consente di pervenire alla distribuzione della resistenza statica del terreno con la profondità, mentre il metodo SIMBAT fornisce una previsione della curva carichi-cedimenti in campo statico.

4. Prove di tipo cinematico

Le prove cinematiche costituiscono un'altra importante classe di prove dinamiche ad elevate energie analizzabili nel dominio del tempo.

A differenza delle prove dinamiche con sollecitazione impulsiva, si cerca, in questo caso, di far persistere l'azione esterna sulla testa del palo per un tempo sufficientemente lungo, in maniera da evitare la formazione di un'onda d'urto. Il palo, assoggettato ad un ciclo di carico e scarico, senza inversione dello stato di sollecitazione, viene preservato dal pericolo di danneggiamenti strutturali associati alla propagazione di onde riflesse di trazione.

In analogia con le prove di tipo statico, si assume che la distribuzione delle deformazioni nel sistema palo-terreno sia istantanea durante l'applicazione della sollecitazione nel tempo; tuttavia la natura prevalentemente dinamica della fase di carico consente di scrivere una relazione di equilibrio ad ogni istante di tempo t :

$$F_{\text{CINEM.}}(t) = F_{\text{DYN.SOIL}}(t) + F_{\text{INERT.PILE}}(t) \quad (20)$$

essendo

$F_{\text{CINEM.}}(t)$ = entità della forza esterna applicata al palo all'istante t durante una prova di tipo cinematico

$F_{\text{DYN.SOIL}}(t)$ = forza resistente complessiva offerta dal terreno all'istante t

$F_{\text{INERT.PILE}}(t)$ = forza d'inerzia associata alla massa complessiva del palo all'istante t .

La forza esterna $F_{\text{CINEM.}}(t)$ viene generata con vari artifici necessari ad allungare in modo considerevole il tempo di persistenza della sollecitazione.

Nel caso delle prove DYNATEST (Gonin et al, 1984) viene sfruttato l'impatto di un grave in caduta libera su di un cuscino di molle interposto tra la testa del palo ed il grave: l'accorciamento progressivo delle molle ed il successivo allungamento, fino al completo distacco del grave, consentono di prolungare la sollecitazione per tempi dell'ordine di 100÷150 ms contro i circa 5÷10 ms tipicamente associati alle prove dinamiche impulsive.

Nel caso delle prove STATNAMIC viene utilizzata la forza di reazione generata dalla combustione controllata di un propellente all'interno di una camera di pressione (Bermingham e Janes, 1989; Middendorp et al, 1992).

Sulla testa del palo viene predisposta una serie di masse di reazione, pari al 5÷10% del carico equivalente da raggiungere durante una prova di tipo statico; la camera di scoppio fornisce contemporaneamente la pressione necessaria sia all'espulsione delle masse che alla sollecitazione della testa.

In questo genere di prova è possibile controllare la durata e la velocità di carico intervenendo sul processo di combustione: tempi di applicazione dell'ordine dei 100 ms possono essere agevolmente raggiunti con livelli di accelerazione nel palo inferiori a 1 g. Le forze massime realizzabili con tale tecnologia sono attualmente dell'ordine dei 16 MN.

Il monitoraggio di una prova di tipo STATNAMIC consiste nella misura diretta della sollecitazione dinamica applicata e dei cedimenti associati: si utilizzano a tal fine una cella di carico opportunamente predisposta per le misure di forza nel tempo, ed un sensore laser per le misure degli abbassamenti.

La fig.9a riporta alcune tipiche misure di forza dinamica e di spostamento sviluppati durante la prova: la forza evolve secondo una curva a campana in prossimità del cui apice si rilevano i massimi spostamenti verticali della testa.

La fig.9b riporta le relative curve carichi-cedimenti in condizioni sia dinamiche che statiche: la curva di carico in condizioni dinamiche è ottenuta direttamente dalle misure di fig.9a eliminando la comune variabile temporale; viceversa la curva di carico in condizioni statiche è dedotta da quella dinamica attraverso la formulazione di ipotesi, di natura cinematica, necessarie a caratterizzare i diversi contributi di resistenza associati al comportamento visco-elasto-plastico del terreno.

L'equazione fondamentale che si utilizza è la (20) ove si è posto:

$$F_{\text{CINEM.}}(t) = F_{\text{STATN.}}(t) \quad (21)$$

$$F_{\text{DYN.SOIL.}}(t) = F_{\text{STATIC.}}(t) + F_{\text{VISC.}}(t) \quad (22)$$

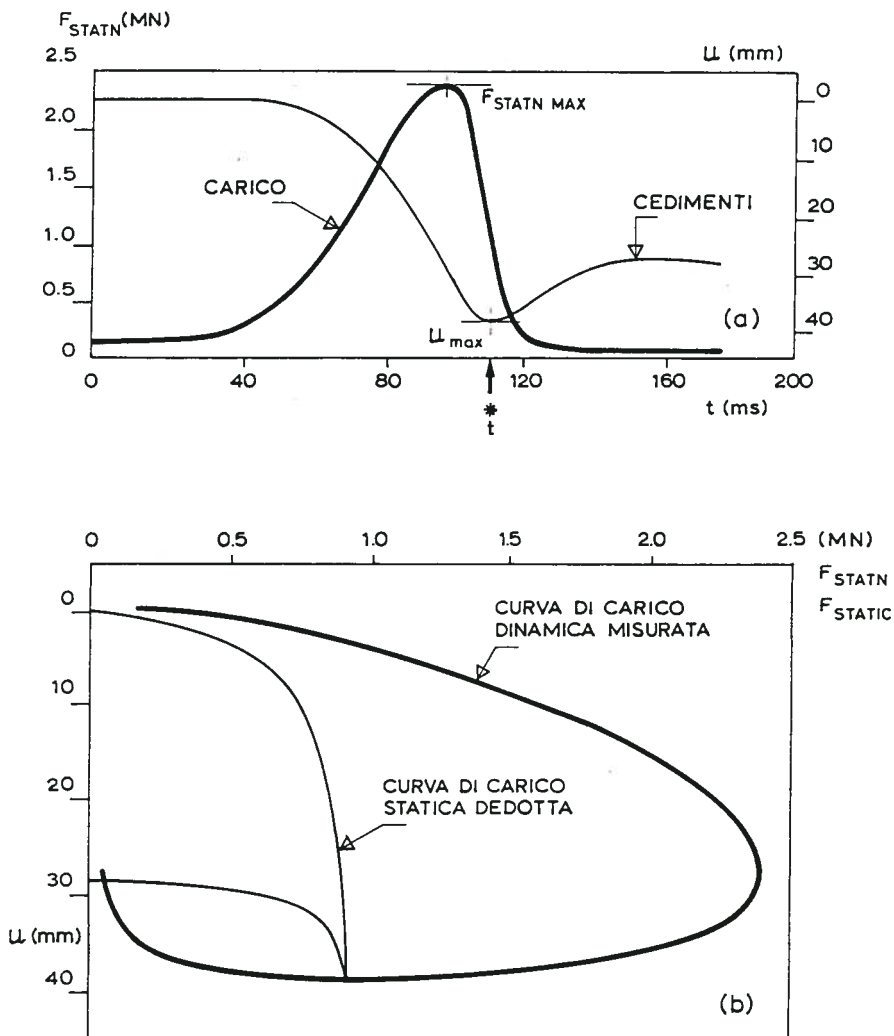


Fig.9. Prova cinematica tipo STATNOMIC (Reiding 1992)
 a) progressione della forza e degli abbassamenti nel tempo
 b) curve carico-cedimenti in condizioni statiche e dinamiche.

La curva di carico dinamica viene quindi descritta dalla espressione:

$$F_{STATN}(t) = F_{STATIC}(t) + F_{VISC}(t) + F_{INERT.PILE}(t) \quad (23)$$

L'evoluzione nel tempo della curva di carico associata alla sola resistenza statica del terreno, può essere allora valutata con l'espressione:

$$F_{STATIC}(t) = F_{STATN}(t) - F_{VISC}(t) - F_{INERT.PILE}(t) \quad (24)$$

Il diagramma di carico in condizioni dinamiche può essere suddiviso in cinque regioni in ognuna delle quali il sistema palo-terreno esprime un diverso comportamento (fig.10).

La regione I rappresenta la fase iniziale della prova durante la quale si collocano le masse di reazione sul palo e si misurano i relativi cedimenti della testa. In tale fase è quindi nota la rigidezza elastica iniziale $K_1 = F_1 / u_1$ del palo sollecitato in campo statico.

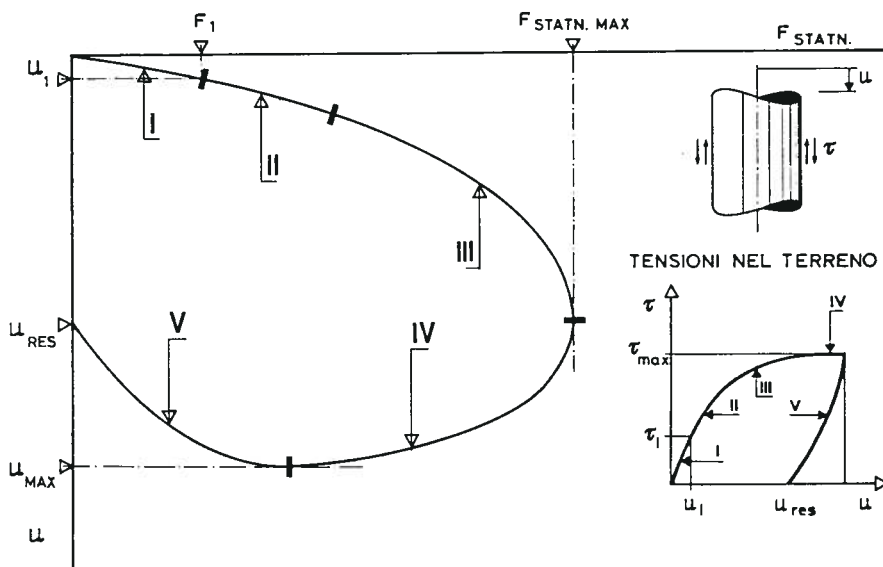


Fig.10. Rappresentazione schematica della curva carico-cedimenti, in condizioni dinamiche, di una prova STATNAMIC (Middendorp et al, 1992).

Nel tratto II la risposta del palo avviene in campo dinamico, essendo stata avviata la combustione del propellente; il comportamento del terreno è di tipo visco-elastico lineare. Nella regione III si assume che il terreno possa raggiungere la resistenza limite, mentre la combinazione delle forze elastiche, viscosi e inerziali attinge al massimo valore del carico dinamico di prova $F_{STATN. MAX}$. Nella regione IV il comportamento del terreno è in campo plastico; la forza dinamica decresce gradualmente mentre viene raggiunto il valore massimo di spostamento u_{max} . Nella regione V si esaurisce completamente la sollecitazione dinamica; il palo manifesta un ritorno elastico fino al valore di cedimento permanente u_{res} .

Ipotizzando che la rigidità statica del sistema palo-terreno nella regione II coincida con quella della regione I, risulta possibile scrivere la seguente equazione di equilibrio dinamico:

$$F_{STATN}(t) = K_1 u(t) + C_2 \frac{du}{dt} + M \frac{d^2 u}{dt^2} \quad (25)$$

da cui si deriva il parametro di smorzamento

$$C_2 = \left(F_{STATN}(t) - K_1 u(t) - M \frac{d^2 u}{dt^2} \right) / \frac{du}{dt} \quad (26)$$

Nel passaggio attraverso le regioni III e IV la forza statica ha raggiunto il massimo valore possibile $F_{STATIC MAX}$ e si mantiene costante in tutta la regione IV dove i cedimenti risultano ancora crescenti.

Il valore massimo di cedimento u_{max} viene raggiunto per $t = t^*$, al confine tra le regioni IV e V; la funzione $u(t)$ presenta un punto di stazionarietà cosicché è possibile imporre la condizione:

$$\left. \frac{du}{dt} \right|_{t=t^*} = 0 \quad (27)$$

Sostituendo nella (23) si ottiene:

$$F_{STATN}(t = t^*) = F_{STATIC MAX} + M \frac{d^2 u}{dt^2} \quad (28)$$

da cui si ricava il valore del carico limite:

$$F_{STATIC MAX} = F_{STATN}(t = t^*) - M \frac{d^2 u}{dt^2} \quad (29)$$

Nella regione IV può derivarsi un secondo valore del coefficiente di smorzamento imponendo la condizione:

$$F_{\text{STATN}}(t) = F_{\text{STATIC MAX}} + F_{\text{VISC}}(t) + F_{\text{INERT.PILE}}(t) \quad (30)$$

ossia:

$$C_4 = \left(F_{\text{STATN}}(t) - F_{\text{STATIC MAX}} - M \frac{d^2 u}{dt^2} \right) / \frac{du}{dt} \quad (31)$$

Noti i valori dei coefficienti di smorzamento C_2 e C_4 è possibile rappresentare la progressione della forza statica con lo spostamento, in accordo con le espressioni:

$$F_{\text{STATIC}}(t) = F_{\text{STATN}}(t) - C_2 \frac{du}{dt} - F_{\text{INERT.PILE}}(t) \quad (32)$$

$$F_{\text{STATIC}}(t) = F_{\text{STATN}}(t) - C_4 \frac{du}{dt} - F_{\text{INERT.PILE}}(t) \quad (33)$$

Le prove cinematiche possono essere considerate equivalenti a prove di carico statiche di tipo veloce, i cui i risultati appaiono principalmente influenzati dalla variazione di resistenza al taglio del terreno con la velocità.

Nel caso di terreni consistenti la corrispondenza tra prove statiche e cinematiche risulta soddisfacente; viceversa nei terreni soffici, caratterizzati da un evidente comportamento viscoso, la curva carichi cedimenti può risultare maggiormente influenzata dai fenomeni dinamici associati alla prova.

5. Conclusioni

L'interpretazione delle prove dinamiche nel dominio del tempo fornisce informazioni sulle caratteristiche geometriche e di integrità dei pali di fondazione, nonché sulla capacità portante del sistema palo-terreno.

Nel primo caso si utilizzano prove dinamiche a basse deformazioni del tipo ad eco, particolarmente efficienti nella stima indiretta della lunghezza utile del palo; i più recenti sviluppi del metodo consentono di tracciare il profilo di impedenza del manufatto, rappresentativo della sezione trasversale alle diverse profondità.

Ai fini del corretto rilievo della geometria dei pali di fondazione con prove a basse energie, lo stato attuale delle conoscenze attribuisce maggiori potenzialità all'analisi nel dominio del tempo rispetto all'analisi nel dominio delle frequenze.

Con riferimento invece alla capacità portante del sistema palo-terreno, è consigliabile l'esecuzione di prove ad elevate energie di tipo dinamico e cinematico.

Le prove di tipo dinamico sono più diffuse nel campo delle installazioni

off-shore, poichè associate alla battitura di pali metallici in grado di sostenere le elevate tensioni di compressione e di trazione durante la propagazione dell'onda d'urto.

Nel caso dei pali in calcestruzzo gettati in opera, l'impiego di elevate energie dev'essere compatibile con la resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo; tuttavia l'utilizzo di energie più contenute può rendere la prova poco significativa se non si produce un apprezzabile spostamento relativo palo-terreno.

Le prove di tipo cinematico appaiono particolarmente indicate per i pali in calcestruzzo di elevata capacità portante, poiché consentono di realizzare lo spostamento dinamico del palo senza la formazione dell'onda d'urto. Tali prove risultano sensibilmente più costose e richiedono l'impiego di tecnici specializzati.

Come indicazione di carattere generale si deve infine sottolineare che alle sollecitazioni di tipo dinamico è associato un comportamento visco-elasto-plastico del terreno, sia per quel che concerne la resistenza al taglio che la deformabilità; pertanto la corrispondenza tra resistenza statica e dinamica del sistema palo-terreno dev'essere attentamente calibrata con prove su modello in vera grandezza.

Bibliografia

- ASTM (1991) : Standard test method for high-strain dynamic testing of piles. American Society for Testing and Materials. Designation: D 4945-89. Section 4.
- Bermingham P., Janes M. (1989) : An innovative approach to load testing of high capacity piles. Proc. of the Int. Conf. on Piling and Deep Foundations. London.
- Chellis R.D. (1961) : Pile Foundations. Second Edition. Mc Graw-Hill Book Company, New York.
- Davis R.A., Mure J.N., Kightley M.L. (1987) : The dynamic analysis of piled foundations using the CAPWAPC method. Ground Engineering. November 1987, vol.20, n.8.
- Goble G.G., Rausche F. (1976) : Wave equation analysis of pile driving. WEAP program. Goble and Assoc. Inc. Cleveland, Dept of Transportation Report FHWA - IP - 14.2.
- Goble G.G., Rausche F. (1979) : Pile drivability predictions by CAPWAP. Proc. Int. Conf. on Num. Methods in Offshore Piling. ICE. London.
- Gonin H., Coelus G., Leonard M. (1984) : Theory and performance of a new dynamic method of pile testing. Proc. 2nd Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. Stockholm, 27-30 May 1984.
- Heritier B., Paquet J., Dali B. (1991) : SIMBAT: a methodology for checking bearing capacity of piles. Foundations Profondes. Colloque International. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, 19-21 Mars.
- Hirsch T.J., Carr L., Lowery L.L. (1976) : Pile driving analysis, TTI program. U.S. Dept of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Research and Development, Washington DC.
- Lancellotta R. (1975) : Studio dei fenomeni che avvengono nel palo durante la battitura per mezzo dell'equazione dell'onda d'urto. Sesto Ciclo Annuale di Conferenze dedicato ai problemi di Meccanica dei Terreni e Ingegneria delle Fondazioni. Politecnico di Torino, Novembre 1975.
- Middendorp P., Bermingham P., Kuiper B. (1992) : Statnamic load testing of foundation piles. Proc. of the 4th Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. The Hague, 21-24September.
- Olsen R.E., Flaate K.S. (1967) : Pile driving formulas for friction piles in sand. Jour. Soil Mech. Found. Eng., ASCE, vol.93, SM 6, November 1967.

- Smith E.A. (1962) : Pile driving analysis by the wave equation. Transactions ASCE, vol.127, part 1.
- Paquet J. (1991) : Une nouvelle orientation dans le contrôle d'intégrité des pieux par sollicitation dynamique: le profil d'impédance. Fondations profondes. Colloque International, Paris, 19-21 Mars 1991. Ponts et Chaussées Presses.
- Rausche F., Goble G.G. (1985) : Dynamic determination of pile capacity. Jour. of Geotech. Eng., vol.111, n.3. March, 1985. ASCE
- Reiding F.J. (1992) : Computer integrated pile test equipment. Proc. of the 4th Int. Conf. on the Application of Stress Wave Theory to Piles. The Hague, 21-24 September.

NOTE

AMMETTENZA MECCANICA: rapporto tra i moduli di velocità e di forza associati alla risposta stazionaria della testa del palo alla frequenza ω .

AMMETTENZA MECCANICA ORIZZONTALE: rapporto tra i moduli di velocità orizzontale e di forza trasversale associate alla risposta stazionaria della testa del palo alla frequenza ω .

AMMETTENZA MECCANICA VERTICALE: rapporto tra i moduli di velocità verticale e di forza assiale associate alla risposta stazionaria della testa del palo alla frequenza ω .

BARRETTE ESTENSIMETRICHE A STRAIN GAGES: vengono collegate alla gabbia di armatura del palo e quindi annegate nel getto di calcestruzzo, consentendo la misura delle deformazioni del palo in profondità in un numero discreto di sezioni di misura.

CELLE DI CARICO A STRAIN GAGES: sono costituite da elementi metallici elastici le cui deformazioni per effetto dei carichi vengono rilevate tramite sensori di tipo resistivo o a corda vibrante, vengono disposte tra martinetto e struttura di contrasto per effettuare una misura indipendente del carico applicato alla testa del palo.

FREQUENZE DI RISONANZA: serie di frequenze associate ai singoli modi di vibrazione di sistemi meccanici a molti gradi di libertà.

FUNZIONE DI TRASFERIMENTO: Relazione che lega la tensione tangenziale media mobilitata all'interfaccia palo-terreno, alla generica profondità Z , con lo spostamento del palo alla medesima profondità.

IMPEDENZA DEL PALO DI FONDAZIONE: rigidzze complesse della testa di un palo singolo associate a sollecitazioni esterne di prefissata frequenza.

IMPEDENZA LONGITUDINALE: prodotto della massa unitaria, della sezione trasversale e della velocità delle onde longitudinali in un solido con prevalente sviluppo longitudinale.

MATRICE DI TRASFERIMENTO: matrice che correla simultaneamente i parametri di forza e di velocità ai due estremi di un elemento trave.

ONDA INCIDENTE: evoluzione della sollecitazione longitudinale nel tempo in corrispondenza ad una prefissata sezione di un palo.

ONDA RIFLESSA: aliquota di sollecitazione longitudinale riflessa nel tempo da una discontinuità in un palo.

ONDA RIFRATTA: aliquota di sollecitazione longitudinale trasmessa nel tempo attraverso una discontinuità in un palo.

OSCILLATORE GENERALIZZATO EQUIVALENTE: sistema meccanico dotato di massa e di viscoelasticità distribuite, in grado di deformarsi secondo una prefissata funzione di forma.

OSCILLATORE SEMPLICE: sistema meccanico ad un solo grado di libertà caratterizzato da viscoelasticità lineare.

PALO FRANKI: tipo di palo battuto gettato in opera senza asportazione di terreno.

PROFILO DI IMPEDENZA: diagramma normalizzato della impedenza longitudinale del palo con la profondità.

PROVA DI CARICO DI COLLAUDO: prova eseguita su pali scelti a caso nell'ambito della palificata, durante o dopo la costruzione di quest'ultima. La prova non è distruttiva, ed 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 un numero di pali pari all'1 \pm 2% del totale, e comunque su almeno due pali.

PROVA DI CARICO DI PROGETTO O PILOTA: prova normalmente spinta a rottura o ad un carico massimo pari ad almeno tre volte il carico di esercizio. La prova è distruttiva, e deve essere eseguita su un palo appositamente realizzato, non appartenente alla palificata in progetto e detto, appunto, palo pilota.

PROVE A BASSE DEFORMAZIONI: prove di tipo dinamico sui pali di fondazione, che vengono analizzate in termini di propagazione dell'onda d'urto in un mezzo monodimensionale elastico-lineare.

PROVE AD ALTE DEFORMAZIONI: prove di carico di tipo dinamico sui pali di fondazione, che vengono analizzate in termini di propagazione dell'onda d'urto in un mezzo monodimensionale con vincoli elasto-visco-plastici.

PROVE CASE: particolare procedura di analisi di prove dinamiche ad alte deformazioni su pali di fondazione.

PROVE CINEMATICHE: prove di carico di tipo dinamico sui pali di fondazione, nelle quali si trascura la deformabilità longitudinale del palo.

PROVE STATNOMIC: particolare procedura di analisi di prove cinematiche su pali di fondazione.

RIFLETTOGRAMMA: diagramma degli spostamenti verticali della testa del palo nel tempo. Il segno individua il tipo di onda riflessa mentre il tempo ne individua il percorso.

RIFLETTOGRAMMA RELATIVO: riflettogramma normalizzato ottenuto dal rapporto tra il riflettogramma misurato ed uno sintetico rappresentativo della geometria e delle condizioni di vincolo del palo.

RIGIDEZZA INIZIALE: pendenza della tangente all'origine della funzione di trasferimento; rappresenta le caratteristiche di deformabilità del terreno in cui si trova immerso il palo.

SMORZAMENTO: parametro che descrive le proprietà dissipative di un sistema meccanico.

TELL-TALES: astine estensimetriche per le misure di spostamenti in profondità, predisposte lungo il fusto del palo all'interno di uno o più tubi, ed ancorate a varie profondità nel calcestruzzo.

TERRENO ALLA WINKLER: ipotesi di terreno elastico lineare per il quale gli spostamenti sono direttamente proporzionali alle pressioni agenti.