



**Università degli studi di Ferrara**  
**Facoltà di Ingegneria**

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

**Progetto di strutture**

**STRUTTURE DI SOSTEGNO:**  
**PALI E DIAFRAMMI**

**Prof. Ing. Davide Grandis**

**Studenti:** Brugnoli Alessandro  
Zorzan Sara

Anno Accademico 2003-2004

## ***INDICE***

STRUTTURE DI RINFORZO SUL TERRENO .....	pag. 2
Pali.....	pag. 2
Diaframmi.....	pag. 4
Micropali.....	pag. 6
Berlinesi.....	pag 9
Ancoraggi.....	pag 10
Infilaggi.....	pag 11
Premill.....	pag. 12
Chiodature.....	pag. 14
Principali attrezzature.....	pag. 16
LE FONDAZIONI PROFONDE.....	pag. 17
I PALI.....	pag. 17
Formule statiche .....	pag. 19
Prove di carico o metodo diretto.....	pag. 20
Palificate.....	pag. 21
Altri tipi di pali.....	pag 22
Dettagli costruttivi.....	pag. 25
Micropali.....	pag. 28
I DIAFRAMMI.....	pag. 32
Analisi limite.....	pag. 33
Analisi agli elementi finiti.....	pag. 37
Soluzione di sistemi non lineari.....	pag. 39
Palancole multi tirantate.....	pag. 40
Aspetti esecutivi.....	pag. 42
Dettagli costruttivi.....	pag. 43
Scavi puntellati.....	pag. 50
BIBLIOGRAFIA.....	pag. 52

# STRUTTURE DI RINFORZO

## SUL TERRENO

Le strutture che si andranno ad esaminare in questa relazione hanno particolare importanza per la loro interazione con il terreno e sono utilizzate alcune per contrastare le spinte geostatiche, altre anche per sfruttarne le qualità, fornendo stabilità alle strutture in elevazione.

In questa prima parte si farà una panoramica descrittiva iniziale sulle strutture di rinforzo sul terreno, che si possono suddividere in diverse categorie:

- Pali
- Micropali
- Diaframmi
- Palancole
- Berlinesi
- Ancoraggi
- Infilaggi
- Premill.
- Chiodature

Nella seconda parte della relazione si andrà ad analizzare nello specifico pali e diaframmi per quanto riguarda i calcoli di dimensionamento, l'interazione della struttura con il terreno, le tecniche di costruzione, nonché le loro caratteristiche tensionali e deformative.

### ***PALI***

Per pali di fondazione si intendono elementi colonnari, aventi diametro minimo 300 mm se trivellati e 150 mm se infissi. Sono largamente utilizzati nel campo dell'ingegneria civile per realizzare opere strutturali ed idrauliche, a carattere temporaneo o permanente.

Negli anni venti e trenta era stato messo a punto il procedimento del palo trivellato, comunemente chiamato per molti anni "Palo Rodio", per il quale alcune imprese di costruzione si sono specializzate. La tecnologia si è affinata, perfezionata ed evoluta con lo sviluppo dei grandi progetti di ingegneria. Sono state man mano realizzate strutture di fondazione di portata crescente, per le quali erano richiesti pali di fondazione caratterizzati da diametri sempre maggiori (fino ad oltre due metri), da lunghezze sempre



*fig. 1 Palo "Rodio", anni '30*

più importanti e da calcestruzzi aventi caratteristiche di resistenza sempre più ingenti. Le attrezzature si sono evolute di pari passo diventando sempre più potenti e versatili.

La funzione dei pali può essere di:

- fondazione di strutture,
- opera di contenimento per consentire scavi di sbancamento,
- barriera idraulica,
- miglioramento della stabilità dei pendii e delle scarpate.

I pali possono esercitare la loro funzione come elementi:

- isolati,
- in gruppo,
- parte di una paratia,
- parte di un reticolo.

Dal punto di vista esecutivo i pali possono essere classificati in due grandi famiglie:

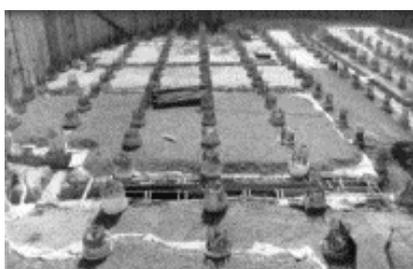
- pali trivellati,
- pali infissi.

Si definiscono **pali trivellati** quelli ottenuti per preventiva asportazione del terreno e successivo getto con conglomerato cementizio, di norma armato. La formazione del cavo può avvenire mediante perforazione, utilizzando attrezzature a rotazione o rotopercolazione (bucket, elica, martello a fondo foro, ecc.), o mediante scavo, utilizzando attrezzature equipaggiate con benna mordente a sezione circolare. Durante la formazione del cavo la stabilità delle pareti può essere ottenuta, ove necessario, mediante l'ausilio di un fluido stabilizzante o tramite l'installazione di un rivestimento metallico provvisorio.



*fig. 2* Iraq. Centrale termoelettrica di Baiji. Opera di presa sul fiume Tigri. 1982  
Pali trivellati diametro 1300 mm con rivestimento definitivo infisso a vibropercolazione

Completata la perforazione si procede alla posa in opera della gabbia di armatura, successivamente al getto del calcestruzzo con il sistema "contractor" e, al completamento di questo, all'estrazione dell'eventuale rivestimento provvisorio.



*fig. 3* Egitto. Alexandria. Fondazioni della nuova Biblioteca Alessandrina. 1995-1996. Realizzazione di 602 pali di fondazione diametro 1000, 1200, 1500 mm, con allargamento e iniezione di ricompressione della base e del fusto.

Si definiscono invece **pali infissi** quelli installati nel terreno senza asportazione di materiale, mediante battitura, vibrazione, spinta, avvvitamento o una combinazione dei precedenti. Essi possono essere prefabbricati, gettati in opera o una combinazione dei due. I materiali con cui possono essere costruiti i pali infissi sono: acciaio, calcestruzzo armato, legno o una combinazione dei precedenti.

I pali trivellati aventi la funzione di fondazione di strutture, con il compito di trasferire i carichi a strati portanti in profondità, possono avere incrementata della loro capacità portante mediante i seguenti due metodi:

- l'allargamento della base e/o del fusto,
- l'iniezione di ricomprensione del terreno al di sotto della base e/o al contorno del fusto.



La realizzazione dell'allargamento della base e del fusto (in corrispondenza a quote ben determinate), avviene tramite un apposito utensile allargatore. Tale utensile viene calato nel palo già perforato, messo in rotazione e contemporaneamente divaricato tramite azione meccanica o idraulica. Si ottiene così un allargamento della sezione di scavo a forma di campana. L'allargamento alla base consente di disporre di una maggiore superficie per lo sviluppo della portata di base mentre gli eventuali allargamenti sul fusto costituiscono ringrossi che migliorano la portata laterale del palo.

Il secondo metodo si basa invece sull'applicazione delle esperienze maturate nel campo delle iniezioni cementizie. L'iniezione delle miscele viene eseguita a presa del calcestruzzo avvenuta, attraverso appositi tubi valvolati installati sulla superficie esterna della gabbia di armatura. L'effetto dell'iniezione in pressione è di consolidare e ricomprensione il terreno al di sotto della base e al contorno del fusto del palo, migliorandone le caratteristiche geo-meccaniche e, pertanto, di capacità portante.

*fig. 4 Dettaglio dell'armatura*

## ***DIAFRAMMI***

La tecnica dei diaframmi è di uso corrente nel campo dell'ingegneria civile per realizzare opere strutturali e idrauliche, con funzione temporanea o permanente. Si tratta di scavare una trincea nel terreno, generalmente in presenza di un fluido stabilizzante, e di gettare il cavo così formato con un adeguato materiale di riempimento.





I diaframmi, ottenuti fin dagli anni venti con serie di pali cilindrici tangenti o secanti tra loro, sono realizzati a partire dagli anni cinquanta mediante pannelli prismatici allineati e solidali.

Nel campo dei *diaframmi strutturali* si può fare la distinzione tra **opere di contenimento** e **opere di fondazione**. I diaframmi con funzione idraulica si possono invece distinguere tra **impermeabili** e **drenanti**.

Le opere di contenimento del terreno possono essere realizzate utilizzando le principali seguenti tipologie:

- diaframmi in calcestruzzo armato gettato in opera,
- diaframmi in calcestruzzo armato prefabbricato,
- diaframmi a fango autoindurente armati.

Quando i diaframmi assumono la funzione di opere di fondazione vengono generalmente denominati "barrettes" e sono realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera.



*Fig. 5 Egitto. Alessandria.  
Fondazioni della nuova Biblioteca  
Alessandrina. 1995-1996.*

I diaframmi impermeabili, conosciuti anche come diaframmi plastici, vengono normalmente realizzati utilizzando le seguenti principali tipologie:

- diaframmi in fango autoindurente, eventualmente con membrane impermeabili,
- diaframmi in calcestruzzo o malta plastica.

I diaframmi drenanti possono essere realizzati mediante riempimento di materiale inerte (ghiaia, ghiaietto, sabbia, ecc..) o calcestruzzo poroso.

Un'ulteriore classificazione particolarmente significativa, che riguarda tutti i tipi di diaframmi sopra citati, è basata sulle **modalità di scavo dei pannelli**:

- scavo con fluido stabilizzante a riposo,
- scavo con fluido stabilizzante in movimento,
- scavo senza l'impiego di fluido stabilizzante.



Anche nel campo dei diaframmi alcune imprese possono vantare esperienze e contributi originali, dal sistema Rodio Marconi, a percussione e circolazione inversa, brevettato nel 1953, sino al recente metodo di scavo con idrofresa ROMILL.

*Fig. 6 Italia. Milano, via Molino delle Armi. 1990-91. Diaframma tirantato per la realizzazione di un parcheggio interrato.*

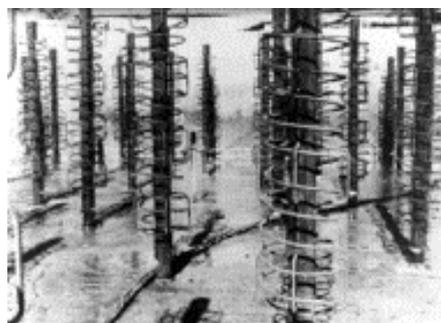
Attraverso una considerevole mole di ricerca e di lavori, le **tecniche** si sono via via **perfezionate**:

- nella scelta dei materiali, costituiti da calcestruzzi (ad alta resistenza, eventualmente armati), calcestruzzi e malte plastiche, fanghi autoindurenti, elementi prefabbricati, prodotti drenanti;
- nella tecnologia, relativamente ai metodi di scavo e getto, alla continuità ed impermeabilità dei giunti, agli eventuali interventi complementari quali la pre-bonifica con esplosivo di strati di terreno particolarmente resistenti, al controllo di qualità;
- nelle attrezzature e negli impianti, con l'inserimento di un'estesa gamma tipologica (benne meccaniche ed idrauliche, a fune libera e su kelly, a circolazione inversa del fluido di perforazione mediante sistema fresante ROMILL).

## ***MICROPALI***

I micropali sono pali di piccolo diametro che contengono un elemento strutturale per trasferire i carichi e/o limitare le deformazioni e che possono essere realizzati mediante attrezzature di ridotte dimensioni. In accordo con la Normativa Europea, si considerano micropali i pali aventi un diametro inferiore a 300 mm se trivellati e 150 mm se infissi.

L'armatura dei micropali può essere costituita da tubo o profilato in acciaio o da gabbia di barre in acciaio da c.a.; il materiale di riempimento può essere costituito da miscela cementizia o malta cementizia o betoncino.



*Fig. 7 Dettaglio: micropali*

La funzione dei micropali può essere di:

- sottofondazione di strutture esistenti,
- fondazione di nuove strutture (particolarmente in terreni molto eterogenei e in presenza di formazioni rocciose),
- opera di contenimento per consentire scavi di sbancamento,
- miglioramento della stabilità dei pendii e delle scarpate,
- ancoraggio di strutture.

I micropali possono esercitare la loro funzione come:

- elementi isolati,
- gruppo di micropali,
- reticolo di micropali.
- paratia di micropali

Le paratie di micropali con funzione di contenimento, denominate anche "berlinesi".

Con riferimento alle modalità esecutive, le tipologie di micropali disponibili sono molteplici, in funzione di:

- modalità di installazione,
- tipo di armatura
- modalità di riempimento del cavo,
- presenza o no dell'iniezione in pressione.

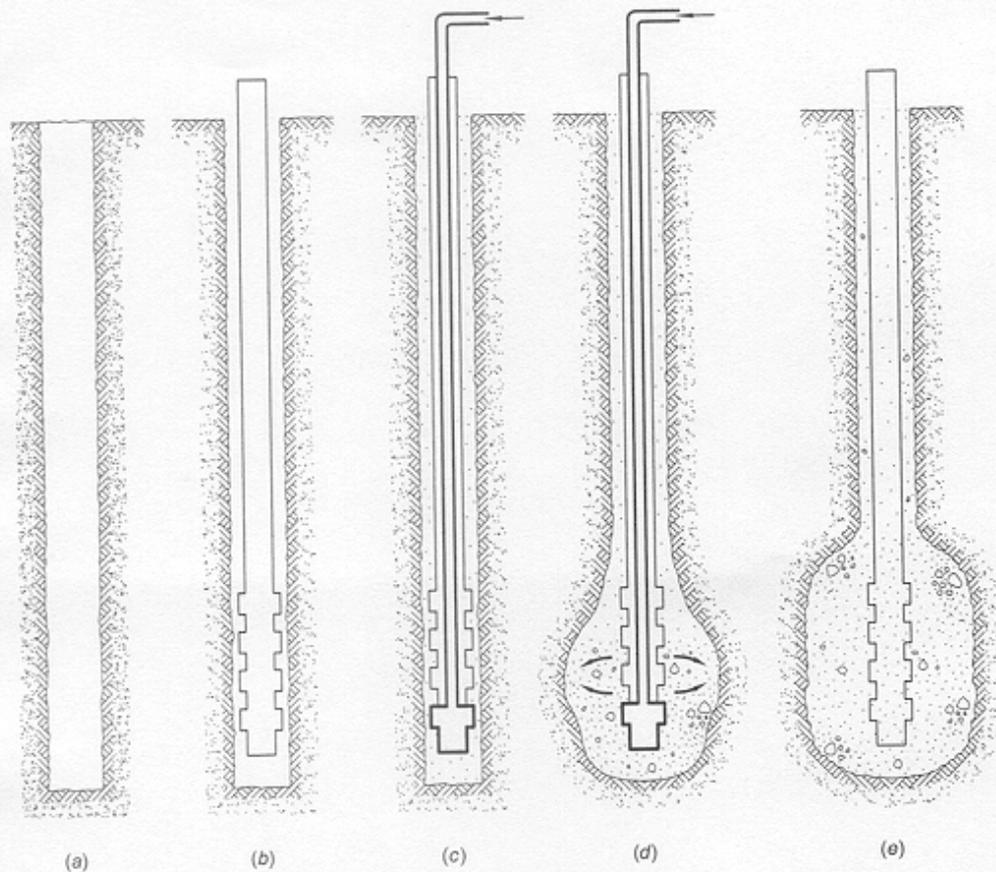
Tralasciando i micropali di più semplice concezione, ci si sofferma nel seguito soltanto sul micropalo denominato Tubfix (o Ropress), caratterizzato dalla possibilità di effettuare una iniezione ripetuta e selettiva in pressione attraverso apposite valvole di non ritorno installate sul tubo di armatura. La particolare tecnica esecutiva, che abbina al metodo dei pali di piccolo diametro l'esperienza maturata nel campo delle iniezioni cementizie, consente di ottenere elevate capacità portanti anche in terreni di scadenti caratteristiche meccaniche.

Le principali fasi esecutive nella realizzazione del micropalo Tubfix sono le seguenti (cfr. figura):

1. *Perforazione* fino alla profondità di progetto con il sistema e l'attrezzatura più idonei al tipo di terreno da attraversare.
2. *Formazione della guaina*, consistente nel riempimento del foro con miscela cementizia, facendola rifluire a partire da fondo foro.
3. *Installazione nel foro del tubo di armatura*, il quale costituisce allo stesso tempo il principale elemento resistente e il mezzo d'opera per l'esecuzione dell'iniezione in pressione; la parte inferiore del tubo è equipaggiata con apposite valvole di non ritorno denominate valvole "à manchettes". Questa fase potrebbe precedere la formazione della guaina; in questo caso il riempimento avviene attraverso la valvola più profonda del tubo di armatura.

4. Ad avvenuta maturazione della miscela di guaina, *esecuzione dell'iniezione in pressione*, utilizzando in successione tutte le valvole presenti, a partire dalla più profonda. L'iniezione in pressione può avvenire in più fasi distinte e successive.

Il micropalo Tubfix risulta adeguato a qualsiasi applicazione di tipo fondazionale in cui sia richiesto l'utilizzo di micropali. Inoltre il micropalo Tubfix si è da tempo affermato come uno dei mezzi più idonei per sottofondare fabbricati con problemi fondazionali; ciò perché la elevata capacità portante ottenibile in qualsiasi tipo di terreno è associata al limitato disturbo arrecato alle fondazioni preesistenti dalla tecnologia di perforazione (di piccolo diametro), alla possibilità di lavorare in spazi ristretti (scantinati in fregio a muri portanti) con l'impiego di attrezzature di limitato ingombro e alla relativa semplicità del collegamento tra micropalo e vecchie strutture portanti.



Fasi esecutive di un micropalo "Tubfix".

Diametri dei micropali Tubfix e relativi carichi ammissibili (Zanetto, 1975).

del fusto (mm)	Diametro armatura (mm)	Carico amm. in compress. (kN)	Carico amm. in traz. (kN)
85	48.3/39.3	175	70
85	51.0/35.0	235	135
100	60.3/44.3	300	165
100	60.3/35.3	370	210
120	76.1/60.1	410	235
120	76.1/51.1	510	280
145	82.5/66.5	520	255
145	82.5/57.5	630	330
175	88.9/72.9	675	280
175	88.9/63.9	795	360
200	101.6/85.6	845	320
200	101.6/76.6	985	460

Un'ulteriore peculiarità di questo tipo di micropalo è la possibilità di applicare una precarica (o precompressione) al micropalo stesso. Si utilizzano sistemi rigorosamente controllati, in grado di garantire la più affidabile soluzione a problemi particolarmente delicati, quali ad esempio la sottofondazione di edifici od altre strutture da consolidare e sovraccaricare che non sono più in grado di sopportare ulteriori cedimenti elastici. In alcuni casi particolari è addirittura possibile il recupero di parte dei cedimenti già avvenuti (sollevamento della struttura).

## ***BERLINESI***

Le berlinesi sono strutture di sostegno di tipo flessibile, realizzate mediante cortine di micropali verticali. In funzione dell'altezza di terreno che sono chiamate a sostenere (o profondità di scavo di progetto) possono essere realizzate a sbalzo oppure ancorate.



*Fig. 8 Berlinese multiancorata (autostrada Milano-Genova)*

Le berlinesi possono essere costruite secondo due differenti tipologie:

- spaziatura dei micropali relativamente ridotta (0.3, 1.0 m) e armatura costituita da tubo o profilato ad H,
- spaziatura dei micropali relativamente ampia (1.5, 3.0 m), armatura con profilati ad H e integrazione per la parte emergente mediante lastre prefabbricate o tavole in legno inserite tra le ali dei profilati.

Le principali fasi esecutive nella realizzazione della berlinese sono:

1. *perforazione* del singolo micropalo fino alla profondità di progetto, con il sistema e l'attrezzatura più idonei al tipo di terreno da attraversare;
2. *posa in opera dell'armatura*;
3. *riempimento del foro con miscela o malta cementizia*, facendola rifluire a partire da fondo foro;
4. una volta completata l'esecuzione di tutti i micropali costituenti la berlinese, lo *scavo a valle* procederà per fasi, alternandosi alla realizzazione dei tiranti di ancoraggio previsti nel progetto e al rivestimento della parete, quando previsto.

Le berlinesi costituiscono una valida alternativa alle opere di sostegno più tradizionali realizzate mediante diaframmi in c.a. o paratie di pali trivellati accostati quando:

- il terreno non è adatto allo scavo o alla perforazione di elementi di grandi dimensioni, per la presenza di materiale lapideo in forma di strati o di blocchi,
- la morfologia superficiale, gli spazi a disposizione e le condizioni al contorno consentono soltanto la mobilitazione di attrezzature di dimensioni più contenute,
- non è richiesto che lo scavo di sbancamento a valle dell'opera avvenga sotto falda.

## ANCORAGGI

I tiranti di ancoraggio sono elementi strutturali capaci di trasmettere una forza di trazione a strati portanti di terreno o roccia in profondità.

La tecnica dell'ancoraggio con trefoli e barre di acciaio, nelle opere di fondazione, si è sviluppata parallelamente a quelle del cemento armato e della pre-compressione. Essa è stata applicata per la prima volta ad una grande opera nel 1935, alla diga di Cheurfas in Algeria. Da quella prima applicazione, la tecnica si è andata continuamente affinando, assieme con l'evoluzione tecnologica delle strutture e della geotecnica applicata.



*Fig. 9 Italia. Latina. Impianto nucleare di Cirene 1975. Scavo di fondazione della centrale realizzato mediante diaframmi continui in c.a. ancorati in profondità con tiranti attivi*

Tra le principali funzioni dei tiranti vi sono:

- ancorare al terreno in profondità strutture di contenimento quali muri di sostegno, diaframmi, berlinesi,
- trasferire in profondità forze di trazione agenti in fondazione,
- contrastare la sottospinta idraulica agente al di sotto di strutture realizzate sotto falda,
- assicurare la stabilità di opere poste su pendii instabili,
- migliorare la stabilità di pendii e scarpate,
- precomprimere ammassi rocciosi o strutture in calcestruzzo massicce.

I tiranti di ancoraggio possono essere classificati secondo differenti criteri, in base a:

1. destinazione d'uso: tiranti permanenti, tiranti provvisori (fissi o rimovibili), tiranti preliminari di prova;
2. modalità di applicazione del carico tiranti passivi, tiranti attivi;
3. natura del materiale in cui è ancorato tiranti nel terreno, tiranti in roccia;
4. modalità esecutive riempimento a gravità, iniezione a bassa pressione in unica fase, iniezione ripetuta e selettiva;
5. tipo di armatura barre, trefoli, profilati (micropali).

Le parti funzionali di un tirante di ancoraggio sono:

- la testata, costituita dalla piastra di ripartizione e dal dispositivo di bloccaggio,
- il tratto libero, intermedio, costituito dagli elementi di armatura che trasmettono la forza di trazione tra la testata ed il tratto attivo,
- ancoraggio (o fondazione), costituito dall'armatura cementata al terreno o alla roccia circostante, al quale trasmette la forza di trazione agente.

Tra i vari tipi di tiranti realizzati, risulta di particolare interesse **il tirante tipo IRP o IRS**, caratterizzato dalla possibilità di effettuare una iniezione ripetuta e selettiva in pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno installate su di un tubo di iniezione predisposto per tutta la lunghezza del tirante. La particolare tecnica esecutiva, che sfrutta l'esperienza maturata nel campo delle iniezioni cementizie, consente di ottenere per questi tiranti elevate capacità portanti anche in terreni di scadenti caratteristiche meccaniche.

Le principali fasi esecutive nella realizzazione di un tirante del tipo IRS sono le seguenti:

1. *Perforazione* fino alla profondità di progetto con il sistema e l'attrezzatura più idonei al tipo di terreno da attraversare.
2. *Formazione della guaina*, consistente nel riempimento del foro con miscela cementizia, facendola rifluire a partire da fondo foro.
3. *Installazione nel foro del tirante*, attrezzato con un tubo di iniezione, dotato nella parte inferiore di apposite valvole di non ritorno denominate valvole "à manchettes". Questa fase potrebbe precedere la formazione della guaina; in questo caso il riempimento avviene attraverso la valvola più profonda del tubo di iniezione.
4. Ad avvenuta maturazione della miscela di guaina, *esecuzione dell'iniezione in pressione*, utilizzando in successione tutte le valvole presenti, a partire dalla più profonda. L'iniezione in pressione può avvenire in più fasi distinte e successive.

Tutti i tiranti di ancoraggio sono oggi soggetti a normative estremamente rigorose, in particolare i tiranti di tipo definitivo. Tali normative, tra le altre cose, prescrivono nel dettaglio quale debba essere il livello di protezione dei tiranti in funzione della durata di progetto, specificando numero e tipi di barriere anticorrosive da prevedere, caratteristiche minime dei materiali da utilizzare, prove di controllo da eseguire, ecc.. , per raggiungere livelli elevatissimi di capacità portante (cfr. Fig. 9), di durabilità, di rapidità di esecuzione e di qualità del prodotto finale.

## **INFILAGGI**

Con il termine "infilaggi" si definiscono tutte le tecniche esecutive atte ad ottenere, durante lo scavo in sotterraneo, il sostegno di terreni, rocce o manufatti per mezzo di armature metalliche orizzontali o sub-orizzontali; le armature vengono cementate nel materiale circostante mediante idonee miscele di iniezione. Gli infilaggi sono pertanto micropali, armati con un tubo in acciaio e realizzati in direzione orizzontale o sub-orizzontale.

L'applicazione tipica (e anche più diffusa) della tecnica degli infilaggi è quella del **pre-sostegno** della calotta e dei piedritti di una galleria in fase di scavo. Di fatto, nella costruzione delle gallerie, il metodo di protezione dello scavo mediante infilaggi è la versione avanzata del metodo tradizionale con "marcia-avanti".



*Fig. 10 Mammola (Reggio Calabria). 1981.88. Infilaggi per lo scavo in sicurezza di gallerie stradali*

Il metodo consiste nell'installazione di serie di armature metalliche longitudinali sul contorno della galleria da scavare. La lunghezza di galleria da scavare viene suddivisa in tratte di lunghezza opportuna. Dal fronte corrispondente alla progressiva di inizio tratta viene realizzata una serie di

infilaggi. L'intensità dell'intervento e le caratteristiche delle armature sono definite nel progetto in funzione della geometria, delle modalità di scavo e delle condizioni locali del terreno o della roccia.

Ogni serie di infilaggi contiene un certo numero di armature; esse possono avere lunghezza, a partire dal fronte di scavo, che può arrivare anche a 20 m e oltre. La geometria è di norma troncoconica, in modo da consentire la parziale sovrapposizione con la serie precedente. Gli infilaggi possono eventualmente essere integrati con iniezioni o integrare trattamenti di jet grouting / iniezioni.

Una volta terminata l'esecuzione di una serie completa di infilaggi, si può procedere allo scavo della relativa tratta di galleria, in condizioni di sicurezza, sotto un ombrello di protezione. Lo scavo avviene di norma per sezioni di lunghezza limitata (dell'ordine di 1 m); al completamento dello scavo di ogni sezione si installa il **pre-rivestimento** costituito da centine e spritz-beton. La lunghezza della tratta è tale da mantenere sempre un adeguato immorsamento degli infilaggi nel terreno o nella roccia al fronte e una sufficiente sovrapposizione tra due serie successive.

Per ogni tratta, raggiunta con lo scavo la progressiva prevista dal progetto, si procede alla realizzazione di una nuova serie di infilaggi. Si prosegue poi con la sequenza descritta, fino al completamento di tutta la sezione critica di galleria per cui è necessario l'intervento di sostegno.

Nei terreni e nelle rocce difficili, dove lo scavo delle gallerie con i metodi più tradizionali risulta problematico, la tecnica degli infilaggi, opportunamente coordinata con le operazioni di scavo, installazione del pre-rivestimento e getto del rivestimento definitivo, consente di realizzare gallerie in tempi relativamente ridotti ed in condizioni di sicurezza, a vantaggio dell'economia globale dell'opera.

## ***PREMILL***

La tecnica del pretaglio è nata in Francia negli anni 70, dove era utilizzata essenzialmente per evitare il propagarsi delle onde sismiche derivate dall'uso di esplosivi nella realizzazione di gallerie in roccia. A partire dall'idea base, dalla metà degli anni '80, l'Italia ha sviluppato il sistema PREMILL, che ha trovato varie ed impegnative applicazioni per lo scavo di gallerie in litotipi difficili quali rocce fratturate e terreni coesivi anche rigonfianti.



*Fig. 11 Schema costruttivo del sistema delle volte premill*

Si tratta di realizzare, preventivamente allo scavo, una volta in calcestruzzo (denominata anche **pre-volta o guscio**) intorno alla sezione della galleria da scavare, tale da consentire l'immediata prosecuzione dell'avanzamento degli scavi, in condizioni di sicurezza sotto un ombrello di protezione.

La volta viene realizzata a partire dal fronte di avanzamento, eseguendo un taglio che segue il profilo della galleria, limitatamente alle zone di calotta e piedritto, ed approfondito sotto il piano di scavo in modo da garantire un sufficiente bloccaggio al piede. Il taglio, generalmente suddiviso in settori, viene eseguito mediante una lama meccanica rotante montata su

un'attrezzatura semovente, a partire dai piedritti fino alla chiusura in calotta. Immediatamente dopo il taglio, la lama viene estratta ed ogni settore riempito con calcestruzzo proiettato, ad alta resistenza e ridotto tempo di presa.

Ogni guscio in calcestruzzo così realizzato è profondo 3,5 m, ha uno spessore di 15,30 cm e, caratterizzato da una geometria troncoconica, risulta parzialmente sovrapposto al precedente. (cfr. Fig. 11).

In questo modo viene costruita, nel terreno antistante il fronte di scavo, una volta continua e resistente, atta a supportare la massa e le spinte del terreno circostante ed a consentire le migliori condizioni operative al successivo avanzamento. Infatti, l'azione di contenimento radiale esercitata dalla volta in calcestruzzo, evitando la drastica riduzione delle tensioni, canalizza il flusso delle tensioni lungo il perimetro della galleria, riducendo i fenomeni di plasticizzazione attorno al cavo. Il terreno, messo nella condizione di auto-sostenersi e sviluppare un "effetto arco", diviene capace di assicurare la stabilità trasversale della galleria. Inoltre, la volta in calcestruzzo (avanzata di 3-5 metri rispetto al fronte) sposta all'interno dell'ammasso la zona d'innescio di eventuali fenomeni d'estrusione, ritardandone la comparsa e riducendone gli effetti. In termini pratici, il contenimento dei fenomeni deformativi si traduce in ridotti valori di convergenza e, nel caso di gallerie corticali, in ridotti cedimenti in superficie.



*Fig. 12 Attrezzatura Premill*

Altri vantaggi tecnico-economici derivano dal fatto che l'applicazione di questo sistema, comportando la quasi totale eliminazione dei fuori sagoma, consente di evitare l'esecuzione d'iniezioni di intasamento tra pre-rivestimento e terreno.

La presenza del guscio in calcestruzzo consente inoltre di ridurre in modo significativo sia la frequenza dei sostegni provvisori, sia lo spessore del rivestimento definitivo che trova una collaborazione alla statica nello stesso pre-rivestimento.

La meccanizzazione delle lavorazioni e la regolarizzazione delle cadenze d'avanzamento consentono di ottenere vantaggi sulle produzioni e sull'economia di cantiere.

Attraverso le 24 ore il tipico ciclo di lavoro può essere così sintetizzato:

- esecuzione della volta Premill (posizionamento della macchina al fronte, esecuzione del taglio e del riempimento, arretramento della macchina);
- posa delle centine e proiezione di calcestruzzo sulla volta precedente (a circa 2 m dal fronte);
- scavo del terreno sotto l'ultimo arco Premill e chiodatura del fronte (quando richiesta).

Per garantire la stabilità nei confronti delle spinte laterali, a circa 1.5 diametri dal fronte viene eseguito il getto delle murette laterali e dell'arco rovescio; la posa in opera del rivestimento definitivo può invece essere completata successivamente.

Negli anni più recenti sono state sviluppate tecnologie innovative per la realizzazione di archi PREMILL con conci prefabbricati "di Volta Attiva", realizzati mediante una singola attrezzatura.

Questa tecnologia è stata applicata per la prima volta a Roma, linea A della Metropolitana, stazione Baldo degli Ubaldi (cfr. Fig.); la galleria in oggetto ha una larghezza di 22 m, un'altezza di 16 m ed una lunghezza di 120 m. La singola fase d'avanzamento (2.7 metri lineari) è stata realizzata nelle seguenti fasi:

- esecuzione dell'arco tronco-conico Premill (lungo 3.5 m)
- realizzazione, in tre fasi successive di 0.9m ciascuna, di scavo, posa in opera dei conci ed intasamento dell'intercapedine tra conci ed arco Premill
- ricompressione dell'arco, mediante martinetti posizionati in corrispondenza del concio in chiave di volta.

Questo sistema, oltre a garantire la stabilità dello scavo in fase operativa ed assicurare una maggior velocità d'avanzamento, consente di far collaborare il prerivestimento con la struttura definitiva e, realizzando il rivestimento definitivo a soli 2 m dal fronte, di ridurre drasticamente le deformazioni indotte nel terreno sovrastante.

## ***CHIODATURE***

Si possono classificare come chiodature tutti gli interventi in cui **elementi strutturali passivi** (non pre-tensionati) siano introdotti in un terreno naturale o in una roccia, per migliorarne le caratteristiche meccaniche, ed in cui i principali sforzi agenti sugli stessi siano essenzialmente di trazione e di taglio.

Gli elementi strutturali, installati mediante **perforazione** o **infissione**, possono essere di tipo metallico o di resine e fibre di varia natura.

I principali campi di applicazione delle chiodature sono:

- sostegno di fronti di scavo,
- stabilizzazione di pendii o di pareti potenzialmente instabili.

Gli interventi possono essere a carattere temporaneo o permanente.

Tra le varie applicazioni, la tecnica del **preconsolidamento** del fronte di gallerie con chiodi in vetroresina è quella che in Italia ha avuto il maggiore sviluppo negli ultimi anni. È stata messa a punto per lo scavo di gallerie in terreni da semicoerenti a coesivi, e soprattutto in terreni di natura argillosa soggetti a fenomeni d'estrusione del nucleo e ad alterazioni di natura chimico-fisica.

Questa tecnica consente di eseguire lo scavo in sicurezza di terreni coesivi saturi e di minimizzare i problemi di stabilizzazione a lungo termine. Sola o in combinazione con altri interventi di preconsolidamento (pretaglio, drenaggi, ecc.), la chiodatura del fronte di scavo consente di ridurre il

decadimento delle pressioni di contenimento e di rendere il nucleo di terreno al fronte un elemento strutturale, il cui comportamento deformativo è prevedibile e controllabile.

La **chiodatura del fronte** viene realizzata mediante la messa in opera, in avanzamento, di chiodi in vetroresina suborizzontali, iniettati con miscele cementizie. I chiodi sono opportunamente distribuiti sul nucleo del fronte. La geometria del trattamento, definita in sede progettuale, prevede un numero di chiodi tale da conferire il necessario grado d'irrigidimento al terreno. I chiodi in vetroresina vengono installati al fronte e resi solidali al terreno mediante miscela cementizia. Le perforazioni sono di norma eseguite a secco, preferibilmente ad elica. La messa in opera dell'armatura e la cementazione vengono eseguite immediatamente dopo la perforazione.

L'uso della **vetroresina** è di fondamentale importanza; infatti, questo materiale, essendo caratterizzato da elevata resistenza alla trazione ma da una bassa resistenza all'urto, assicura al buon funzionamento in esercizio del chiodo la facilità di demolizione al fronte con gli stessi utensili utilizzati per lo scavo del terreno.

Questo sistema di preconsolidamento consente di limitare la decompressione del terreno. Si riducono così i problemi legati a fenomeni di rimaneggiamento del terreno prossimo al cavo, ed il richiamo d'acqua, da cui soprattutto dipendono i fenomeni d'alterazione fisico-chimica che possono produrre comportamenti anomali anche a distanza tempo.

Limitando il decadimento delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno circostante il cavo, si riducono notevolmente le pressioni sui rivestimenti, che possono perciò essere progettati per resistere a sollecitazioni più ridotte.

## PRINCIPALI ATTREZZATURE UTILIZZATE PER LA REALIZZAZIONE DI OPERE IN TERRA:

*Idrofresa*

*Gruppi di scavo con benna*

*Perforatrici idrauliche*

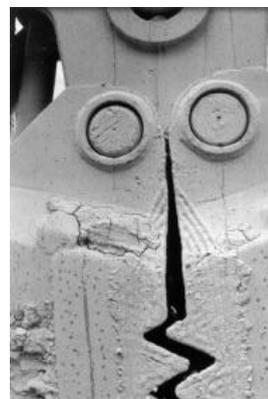
*Impianti automatici di dosaggio/miscelazione/iniezione*

*Attrezzature di pretaglio in galleria*

*Attrezzature per l'infissione di geodreni*

*Attrezzature per l'esecuzione di "deep mixing"*

*Impianti di congelamento*



*fig. 13 Dettaglio di una benna mordente per lo scavo*



*fig. 14-15 Idrofresa Romill*

# LE FONDAZIONI PROFONDE

Le fondazioni servono a trasmettere il carico di una costruzione al terreno.

Vengono distinte in base al rapporto  $D / B$  ( profondità del piano di fondazione  $D$  e larghezza della fondazione  $B$  ) in:

**fondazioni superficiali**  $D/B < 4$

**fondazioni mediamente profonde**  $4 < D/B < 10$

**fondazioni profonde**  $D/B > 10$ .

Per quel che riguarda però il sistema di calcolo, si considerano semplicemente fondazioni superficiali o profonde.

Difatti la vera distinzione riguarda il modo in cui viene trasmesso il carico al terreno.

Le fondazioni superficiali trasmettono il carico direttamente al piano di posa; le fondazioni profonde, come i pali, trasmettono il carico sotto la superficie della punta e lungo la superficie laterale (lungo il fusto del palo).

Nel calcolo di una fondazione si deve tener conto della portata a rottura unitaria del terreno indicata spesso con  $q_r$  di  $Q_r$ , o portata a rottura della fondazione data da:

$Q_r = q_r * B * L$  dove  $L$  = larghezza della fondazione, per una fondazione superficiale,  
mentre:  $Q_r = Q_b + Q_s$  cioè  $Q_r = q_b * A_b + q_s * A_s$  per una profonda

con  $q_b$  portata unitaria di punta,  
 $A_b$  area della punta,  
 $q_s$  portata laterale unitaria,  
 $A_s$  area laterale.

Inoltre, una volta calcolate le portate a rottura si deve individuare il carico unitario di sicurezza o portata unitaria di sicurezza e la portata di sicurezza della fondazione; questi si ricavano dividendo per  $F$  (fattore di sicurezza o "coefficiente di ignoranza")  $q_r$  e  $Q_r$ .

Quindi:  $q_a = q_r / F$  e  $Q_a = Q_r / F$ .

Per legge  $F$  deve essere preso  $\Rightarrow 3$  per fondazioni superficiali,  $\Rightarrow 2,5$  per fondazioni profonde calcolate con le formule statiche; se si prende  $F$  più piccolo va motivata la scelta (D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 art. C 4.2 e art. C 5.3).

## I PALI

I pali di fondazione ripartiscono il carico in modo diverso dalle fondazioni superficiali, in particolare applicano il carico al terreno agendo sia di punta che lungo il fusto del palo.

Questo è vero in prima approssimazione, possiamo difatti avere anche casi in cui il palo trasmette il carico solo di punta (es. pali che attraversano strati di terreno scadente e si incastrano in roccia o terreno di buona qualità), o casi in cui i pali trasmettono il carico solo lungo il fusto (vengono indicati come "pali sospesi", ad esempio pali immersi in argille).

Realizzare una fondazione profonda o indiretta su pali è più costoso che realizzare una fondazione diretta, quindi vi si ricorre solo quando quest'ultima non da sufficienti garanzie, ed in particolare in questi casi:

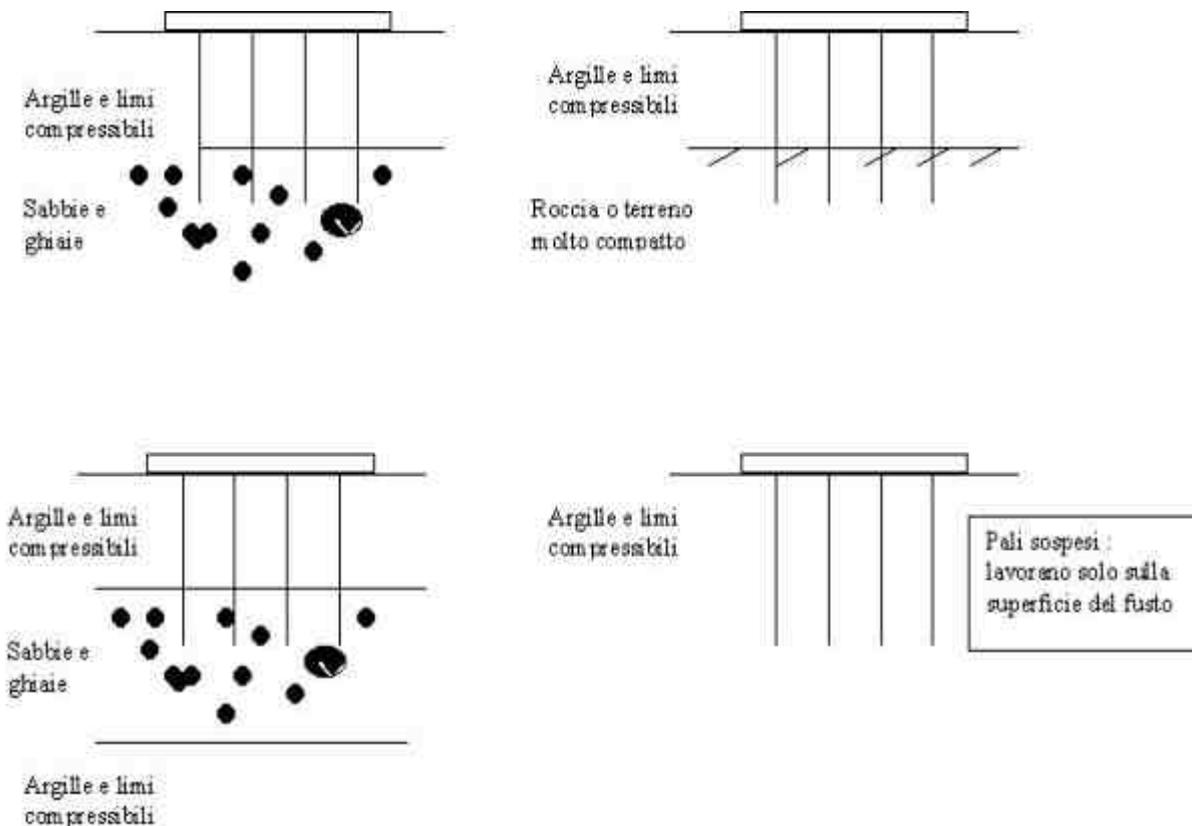


fig.16

I motivi per cui si ricorre all'impiego di pali possono essere molteplici: necessità di limitare i cedimenti della struttura, di difendere da fenomeni di erosione le fondazioni di ponti che ricadano in alveo, realizzazione di strutture off-shore e interventi di sottofondazione.

Ci sono molte distinzioni tra tipologie di pali, le più importanti sono in base alle loro modalità di fabbricazione e in secondo luogo in base al diametro.

In base alla **modalità di costruzione** li distinguiamo in:

- pali prefabbricati ed infissi; sono pali preparati in cemento armato oppure in acciaio che vengono infissi in loco tramite battitura. Consentono tramite le formule dinamiche di calcolare la portata a rottura del palo stesso. L'azione meccanica della battitura migliora il terreno nelle vicinanze del palo nelle sabbie, lo peggiora nelle argille.
- Pali infissi e costruiti in loco senza asportazione di terreno; viene infisso un tubo forma nel terreno e all'interno viene effettuata la gettata. Il più comune è il palo Franklin.
- Pali trivellati e gettati in opera; sono i più utilizzati in quanto sono i più economici da realizzare. E' da tenere presente nei calcoli che la trivellazione peggiora le caratteristiche del terreno al contatto con il palo.

In base al **diametro** possiamo distinguere:

- Pali di grande diametro: diam.>700 mm
- Pali di medio diametro: 300 < diam < 700 mm
- Pali di piccolo diametro: diam < 300 mm

La portata a rottura del singolo palo può essere valutata con quattro approcci diversi, ognuno dei quali ha diverse formule, ricavate da vari autori.

Sostanzialmente si distingue in Formule Statiche, Formule Dinamiche, Elaborazione di dati penetrometrici, Prove di carico.

## **FORMULE STATICHE**

Le formule statiche partono dalla relazione già vista:

$$Q_r = Q_b + Q_s = q_b \cdot A_b + q_s \cdot A_s$$

in cui si trascura il peso del palo nell'ipotesi, generalmente accettata, che il terreno asportato lo compensi.

**Q<sub>b</sub>** (portanza di base) viene ricavato applicando la formula delle fondazioni circolari superficiali di Terzaghi al palo:

$$Q_b = A_b \cdot ( 1,2cN_c + g DN_q + \frac{1}{2}g BN_g \cdot 0,8)$$

Essendo nei pali  $B \ll D$  il terzo termine è trascurabile; si ottiene:

$$Q_b = A_b \cdot ( 1,2cN_c + g DN_q )$$

Questa formula è espressa in funzione delle tensioni efficaci, perciò in presenza di falda va considerato il peso del terreno immerso.

I coefficienti di fondazione **N<sub>q</sub>** ed **N<sub>c</sub>** sono stati calcolati da diversi autori; per **N<sub>q</sub>** si fa solitamente riferimento ai valori proposti da Berezantsev (da dei valori diversi per: -pali battuti e trivellati di piccolo e medio diametro –pali trivellati di grande diametro); per **N<sub>c</sub>** sono usati normalmente i valori proposti da Terzaghi, da Meyerhof e da altri autori ancora; convenzionalmente, in terreni con angolo di attrito interno=0 si considera  $N_c=9$  ed  $N_q=1$ .

Per terreni con  $c=0$ , la formula si riduce a **Q<sub>b</sub> = A<sub>b</sub> \* g DN<sub>q</sub>** .

**Q<sub>s</sub>** si calcola diversamente per terreni coesivi (in cui è la coesione la forza che si applica sul fusto del palo) e terreni non coesivi (in cui è l'attrito tra palo e terreno la forza applicata).

Per terreni coesivi si ha (si fa sempre riferimento alla coesione non drenata  $c_u$ ):

$$Q_s = A_s \cdot ( a c_u )$$

dove  $a$  è un fattore che serve a ridurre la coesione, tenendo conto del disturbo che in questi terreni provoca la battitura o la trivellazione di un palo:  **$a = \frac{1+c_u^2}{1+7c_u^2}$**

Per terreni non coesivi, si calcola  $Q_s$  rispetto all'attrito palo terreno tramite la formula (terreno stratificato) :

$$Q_s = \sum p_i H_i g z K \tan d$$

dove si considera la sommatoria del contributo di ogni livello attraversato della pressione litostatica nella mezzeria del livello  $i$ -esimo in esame moltiplicato per la superficie del livello  $i$ -esimo e per la tangente dell'angolo di attrito terreno palo .

$p_i H_i$  è il perimetro per l'altezza del livello  $i$ -esimo , cioè la superficie  $i$ -esima;  $g$  è il peso di volume (in presenza di falda è il peso di volume immerso) del terreno dello strato  $i$ -esimo,  $z$  è la profondità a cui si calcola la pressione litostatica per lo strato  $i$ -esimo: per ogni livello  $H_i$  va considerato la metà del livello stesso come profondità  $z$ ;  $d$  è l'angolo di attrito tra terreno e palo, di solito si stima  $\tan d = 2/3 \cdot \tan f = \tan f'$ ;  $K$  è un fattore che tiene conto della spinta orizzontale del terreno e del metodo di realizzazione del palo: per pali infissi in terreni non coesivi si ha un miglioramento del terreno stesso, per cui  $K$  tende a  $K_p$  (coeff. spinta passiva,  $K > 1$ ); per pali trivellati si ha un peggioramento del terreno e  $K$  tende a  $K_a$  (coeff. spinta attiva ,  $K < 1$ ).

Nelle raccomandazioni dell'AGI troviamo una tabella con i valori raccomandati di  $K$  e  $\tan d$  :

	Valori di $K$	Valori di $\tan d$
Battuto in acciaio	0,5 – 1	Tang 20°
Battuto in calcestruzzo prefabbricato	1 – 2	Tang (3/4 *f ')
Battuto in calcestruzzo gettato in opera	1-3	Tang f ')
Trivellato	0,4 – 0,7 decrecenti con la profondità	Tang f ')

fig.17

## ***PROVE DI CARICO O METODO DIRETTO***

Esistono due tipi distinti di prove di carico:

- Prova di carico per finalità di progetto; viene applicato progressivamente un carico alla testa del palo, registrandone gli abbassamenti , sino a provocare la rottura del terreno.
- Prova di carico di collaudo: è la più comune, si svolge come l'altra ma si applica un carico max. 1,5 volte la portata di esercizio.

In realtà si procede con un primo carico progressivo sino alla portata di esercizio, poi si scarica, e successivamente si applica progressivamente un carico di 1,5 volte la portata di esercizio (valore previsto per legge , D.M. LL.PP. 11/3/88 art C.5.5). I risultati della prova vanno riportati in un diagramma carico/cedimenti ed in uno cedimenti/tempo.

Il Carico limite viene preso in corrispondenza del carico che provoca l'inflexione netta nel grafico abbassamento del palo/carico; se la curva non mostra un'inflexione netta ma graduale, si considera come carico limite il minore tra i due valori definiti come:

- abbassamento del palo pari a  $0,1 \cdot D$
- abbassamento del palo pari a  $2 \cdot 0,9 \cdot Ql$   
( stimato dal grafico)

Il carico ammissibile si ricava come  $Q_{lim}/F$  con F compresa tra 1,5 e 2.



*fig. 18 Dettaglio: prova di carico su piastra in pozzo*

## PALIFICATE

Una fondazione indiretta o profonda è costituita da più pali opportunamente collegati tra loro. L'efficienza di una palificata (con interasse dei pali maggiore di 3 D) viene calcolata considerando la somma dei contributi dei singoli pali moltiplicata per un fattore di efficienza del gruppo di pali.

$$Q = e \cdot S \cdot Q_{\text{singolo palo}}$$

con  $e = 1$  per terreni incoerenti e  $0,6 < e < 0,8$ .

Un altro metodo prevede, per i pali trivellati, un'influenza negativa su uno dei pali adiacenti (posti sempre a distanza  $> 3 D$ ) pari a  $1/16$  per ciascuno dei pali adiacenti.

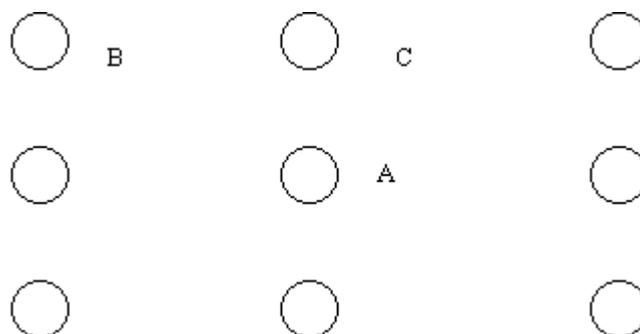


fig.19

Ad esempio, nella figura 19, preso per ogni palo singolo un certo valore di  $Q_r$ , considerando i pali vicini per il palo A varrà  $8 \cdot 1/16 \cdot Q_r$ , per il palo B varrà  $2 \cdot 1/16 \cdot Q_r$ , per il palo C varrà  $3 \cdot 1/16 \cdot Q_r$ .

## Altri tipi di pali

In questa relazione si sono prese in considerazione le tecniche di dimensionamento e realizzazione di pali in conglomerato cementizio armato, attualmente usate.

Ma i materiali utilizzati per un palo e le relative tecniche e mezzi di messa in opera sono molteplici: infatti è bene ricordare che lo sviluppo tecnologico in tale campo vedeva come avo il **palo in legno** (in quercia, olmo, faggio, castagno, ontano o abete marittimo, a seconda del paese in cui era possibile recuperarlo).

Esso era originariamente costituito da una testa, cioè l'estremità superiore, che ricevendo successivi colpi al maglio aveva la tendenza a rompersi e a fendersi, il fusto, e la punta, in contatto permanente con il terreno; fra di esse le connessioni costituivano il dispositivo di assemblaggio.

La circonferenza, secondo i regolamenti francesi, doveva misurare minimo 0.72 m, misurata ad un metro dalla testa, e 0.35 m alla punta. Il palo in legno si conserva bene solo quando è continuamente immerso in falda acquifera e tagliato molto al di sotto. Un notevole esempio sono i pali che sostenevano il campanile di San Marco a Venezia

Essi venivano infissi mediante procedimenti rudimentali di battitura, a mano con un mazzuolo di 10 kg, o da più operai con una mazzaranga del peso di 20-50 kg. Metodi più raffinati sono quelli che utilizzano strumentazioni quali la capra a tiranti, o la capra meccanica, ben più veloce.

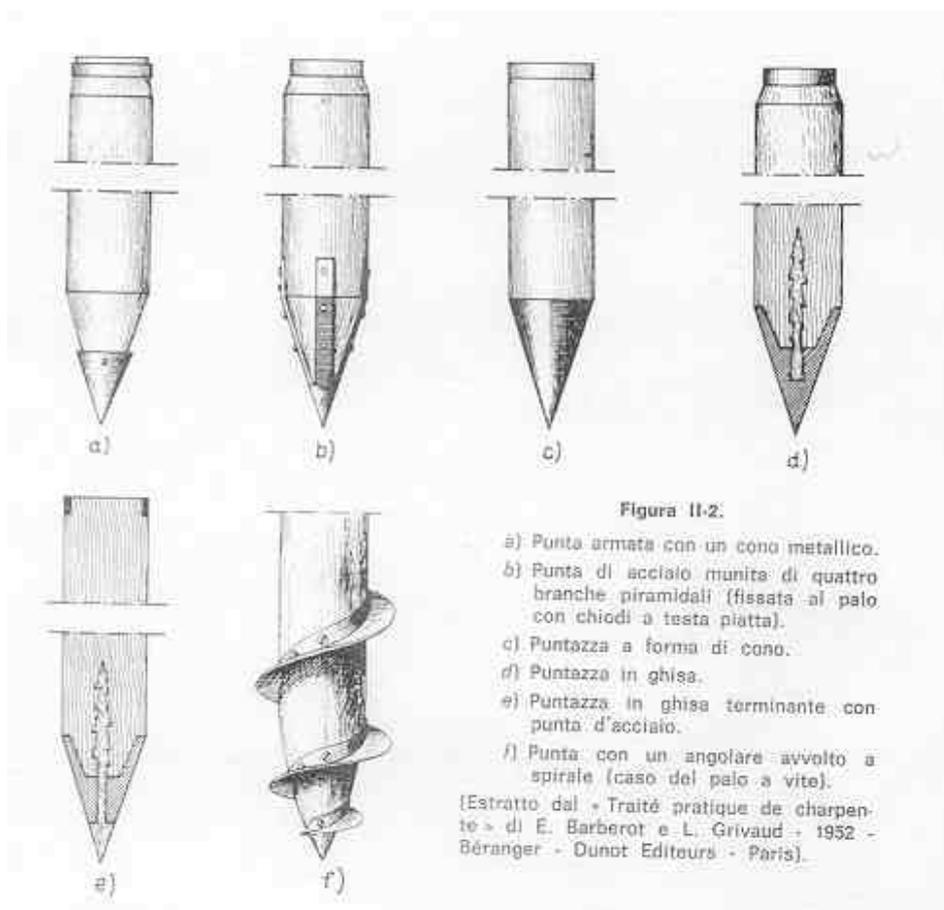
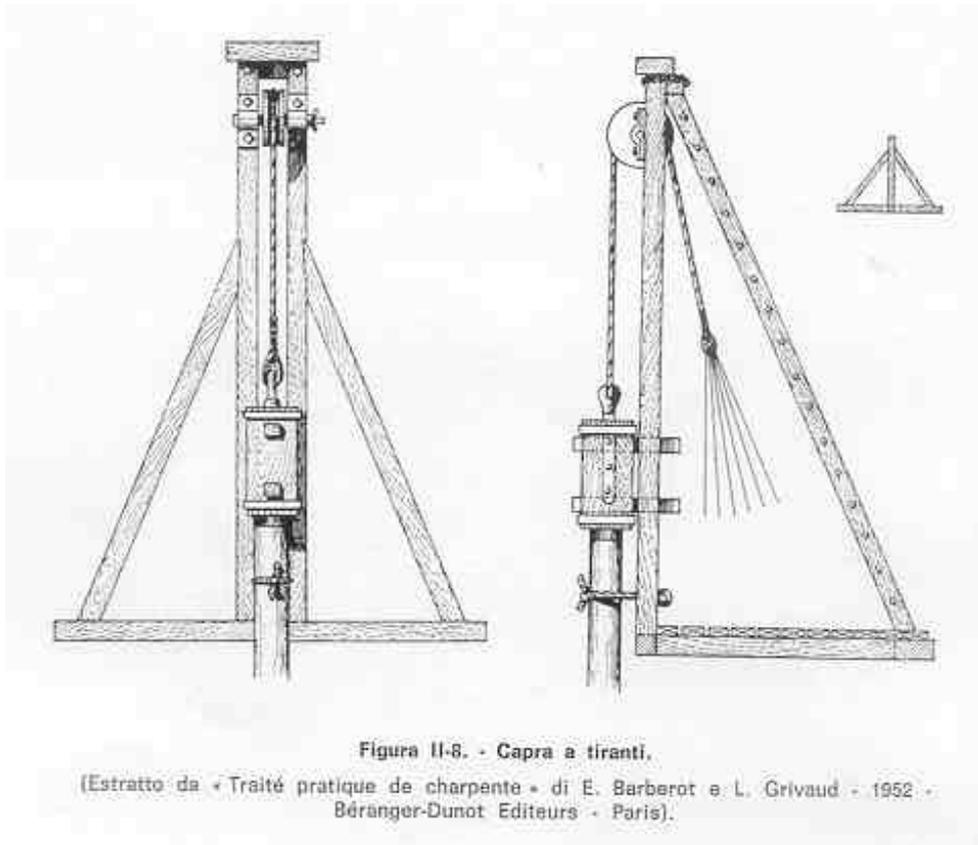
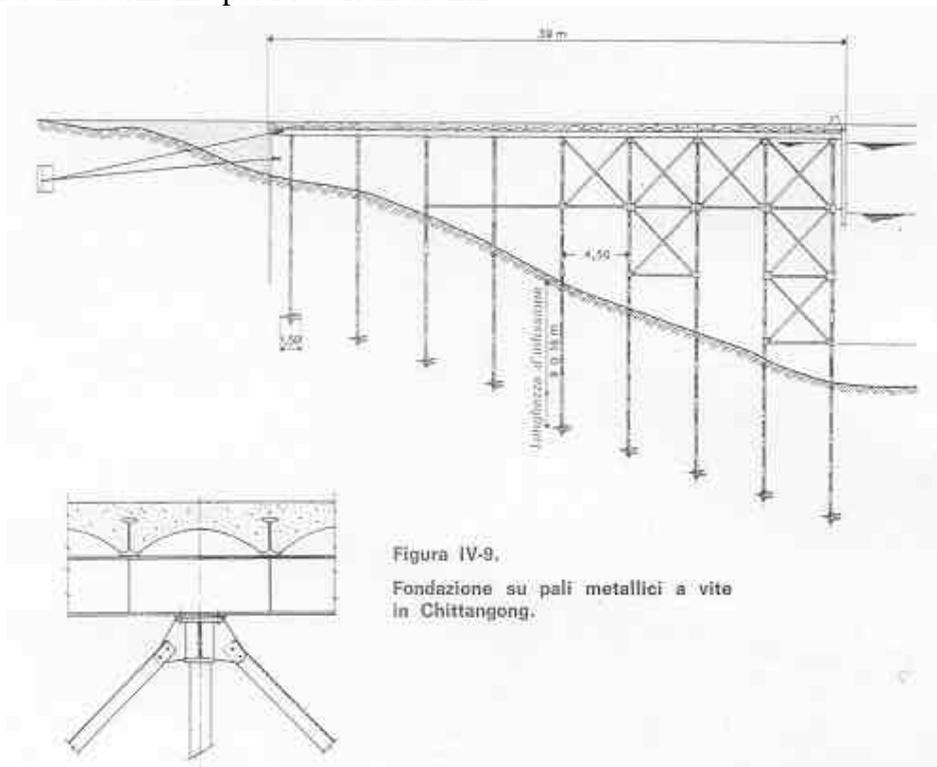


fig. 20 Punte metalliche per pali in legno



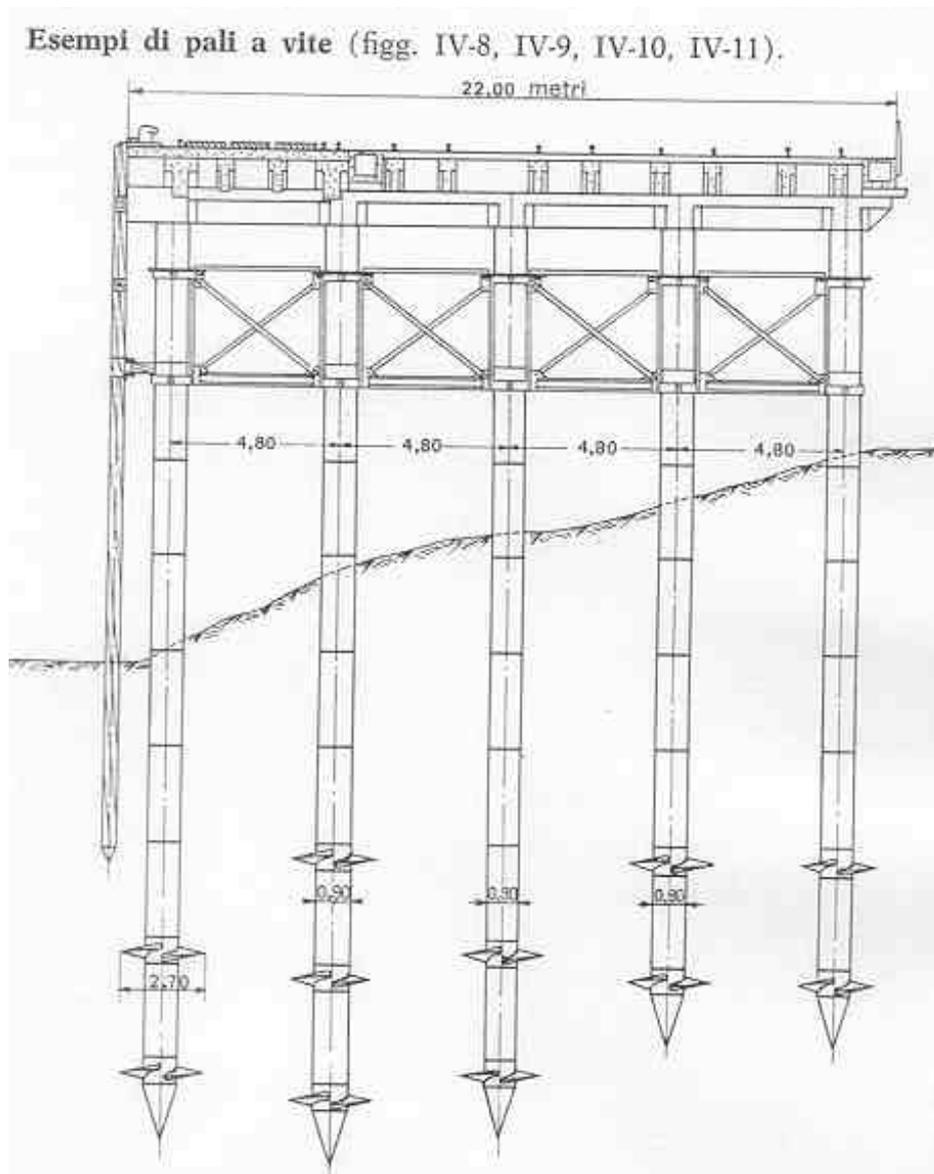
Un altro interessante tipo di **palo** è quello **metallico**, impiegato fin dal 1890. Nel 1908 divennero disponibili sul mercato, per un impiego corrente, le putrelle a doppio T. Questi pali, la cui sezione metallica assorbe interamente gli sforzi ai quali sono sottoposti, sotto forma di profilati sono impiegati in America soprattutto per le fondazioni dei grattacieli, e sotto forma cubolare in Germania per i lavori marittimi.



Presentano il vantaggio di elevata resistenza a compressione e flessione, nonché la possibilità di raggiungere grandi profondità con la saldatura degli elementi. Tuttavia di recente si è scoperto che tali pali mostrano una perdita di spessore annua di 0.05-0.08 mm: occorre quindi prevedere un supplemento di sezione e spalmare il palo con catrame speciale prima della battitura.

I profilati metallici circolari hanno diametro che varia da 20 a 100 cm, saldati testa a testa man mano che avviene la loro battitura, muniti di una cuffia per evitare il deterioramento della loro testa.

Per carichi concentrati molto elevati si impiega un sistema di pali metallici “Drilled-in-Caisson”, che risulta dall’incorporazione di un palo a doppio T in un palo circolare: essi possono sopportare un carico da 300 a 1000 tonnellate, e devono sempre essere incastrati nelle rocce. Oltre ai profilati a doppio T, ci sono poi esempi di pali tubolari e di pali a vite (vedi fig).



# DETTAGLI COSTRUTTIVI

## c) Esempi di rinforzo della testa dei pali

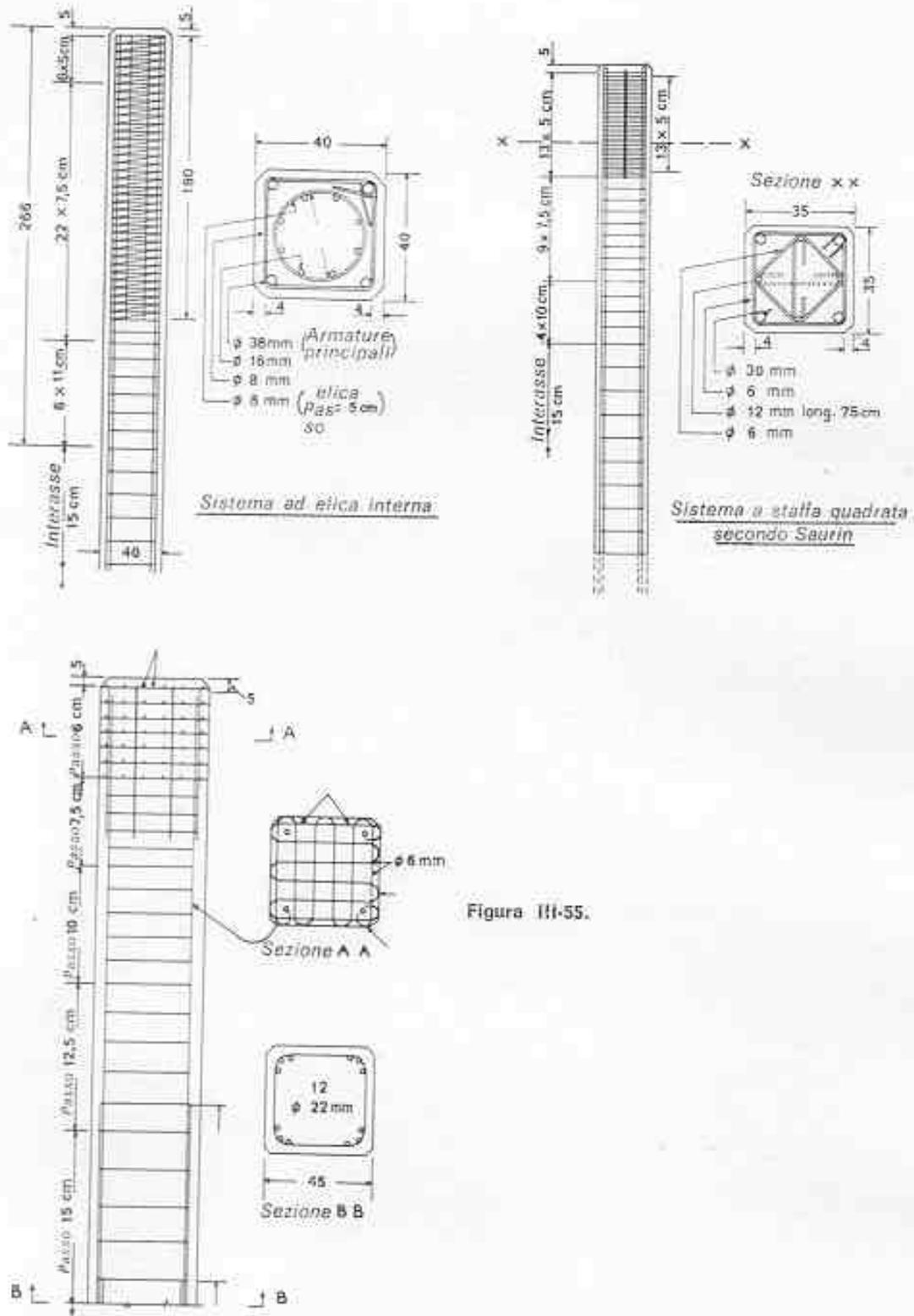


Figura III-55.

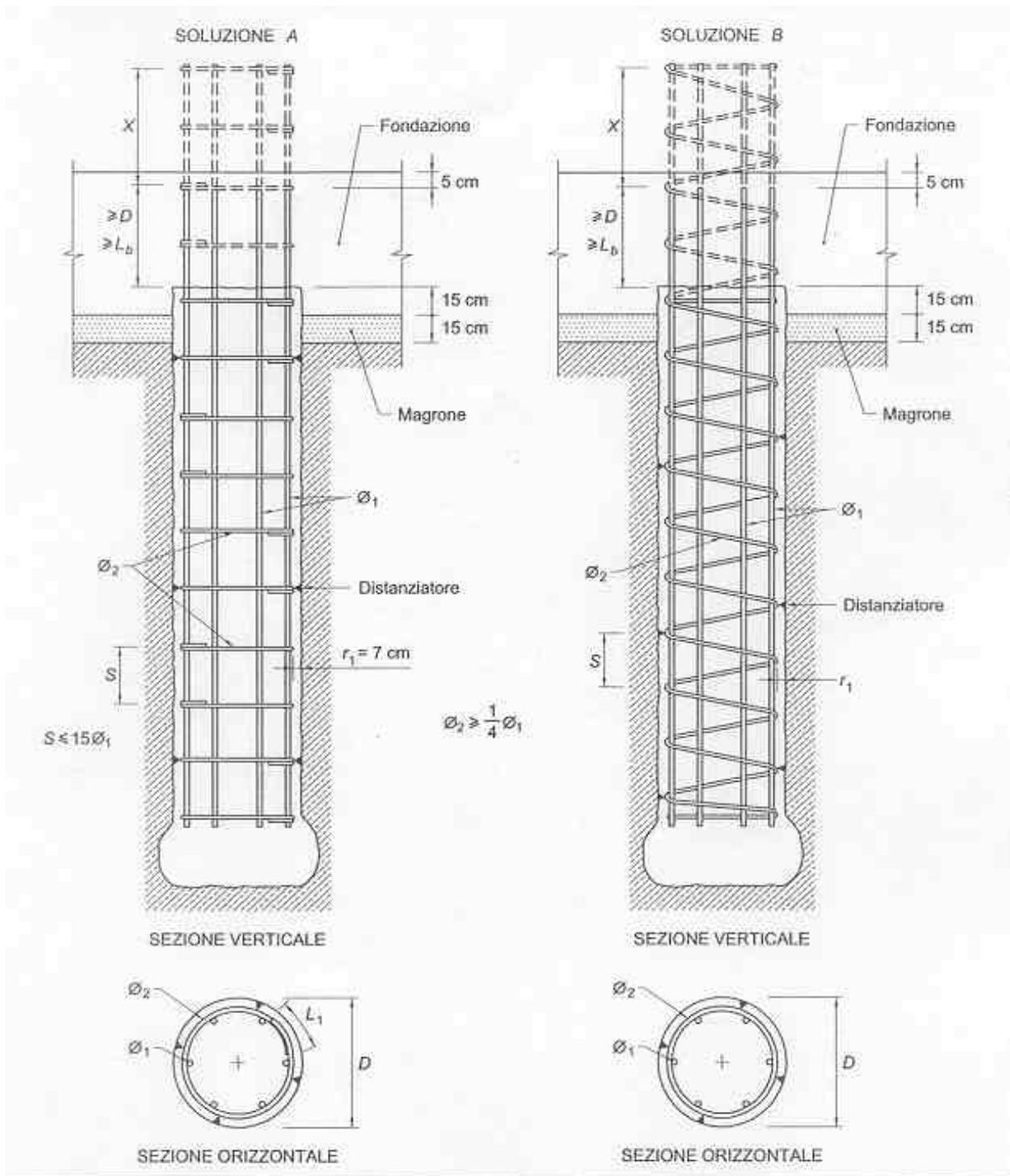


fig. 21 Palo gettato in opera

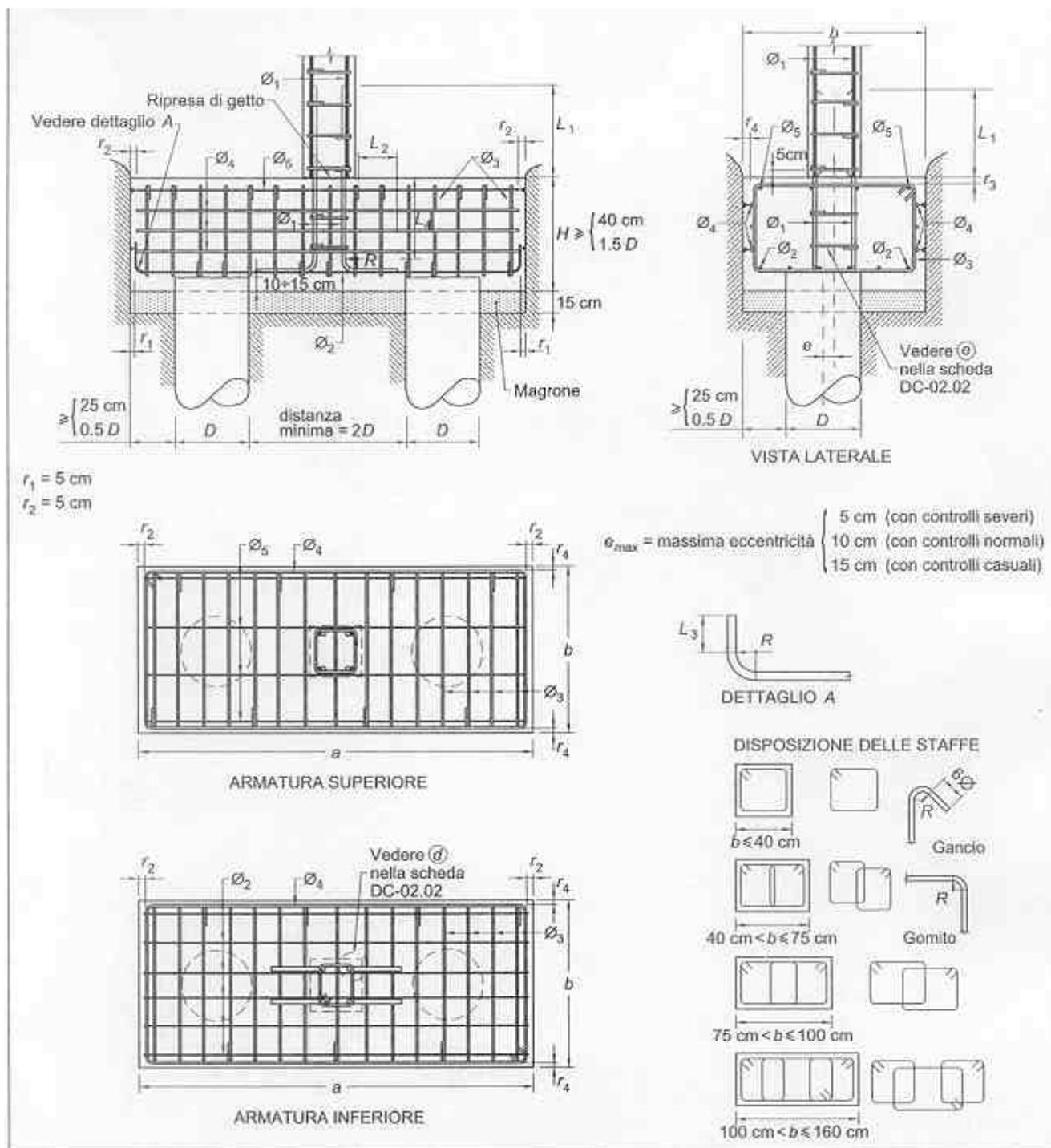


fig. 22 Esempio di plinto su due pali

# MICROPALI

Il termine *micropali* indica una categoria di pali di piccolo diametro, impiegati solitamente per realizzare sottofondazioni di strutture esistenti o per realizzare strutture di presidio o di rinforzo che richiedono attrezzatura di ingombro ridotto e capaci di operare con qualsiasi inclinazione rispetto alla verticale.

Il micropalo noto come “palo radice” (Lizzi, 1985) viene realizzato eseguendo la perforazione con una batteria di aste munite all'estremità di una corona tagliente adeguata alla natura del terreno. I detriti di perforazione sono eliminati dal fluido di perforazione (aria, acqua o fango bentonitico, a seconda della natura del terreno) tramite circolazione diretta, ossia con immissione dall'interno della batteria di aste e risalita attraverso l'intercapedine tra le stesse e il terreno.

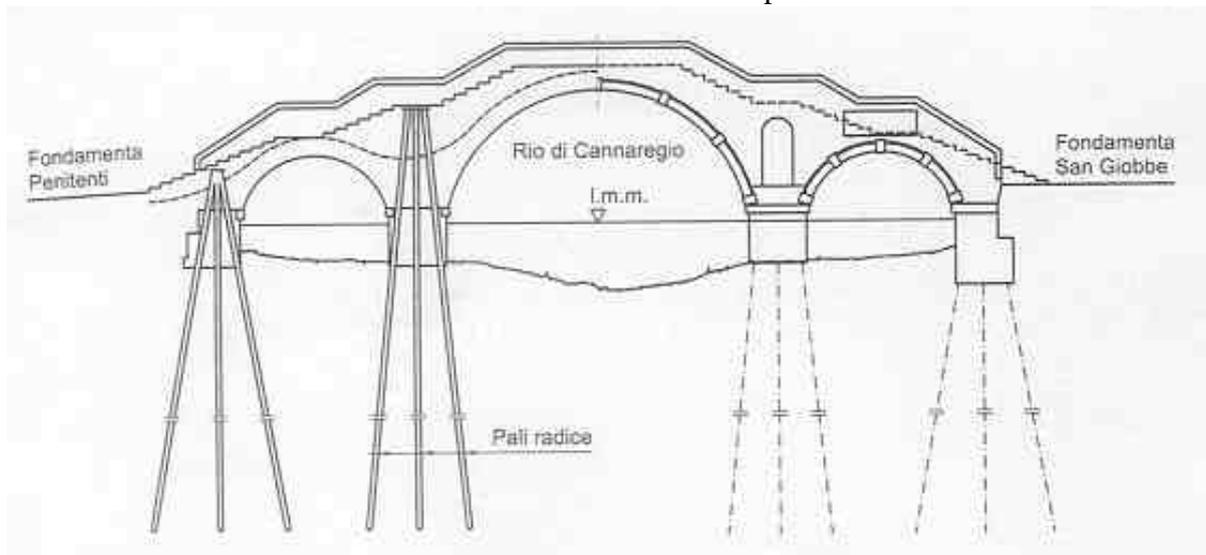


fig. 23 Sottofondazione del ponte Tre Archi a Venezia (Lizzi, 1981)

L'armatura può essere costituita da un'unica barra o da una piccola gabbia e il getto di microcalcestruzzo (gli inerti sono costituiti da sabbia e il dosaggio in cemento è molto elevato, dell'ordine di 600 kg/mc) viene realizzato dal basso, con un tubo convogliatore. Al termine del getto si immette, tramite una testa a tenuta, aria in pressione, in modo da sfilare la batteria di aste e, contemporaneamente, da forzare il calcestruzzo contro il terreno, in modo da occupare il volume lasciato libero dalla tubazione.

I diametri usualmente impiegati sono compresi tra 80 e 250 mm, ai quali corrispondono carichi ammissibili compresi tra 60 e 80 kN, per i carichi minori, e tra 500 e 700 kN per quelli maggiori.

Per i Tubifix la miscela adoperata ha solitamente la seguente composizione: 100 kg di cemento, 50 litri di acqua, 2.5 kg di bentonite ed eventualmente da 2 a 3 kg di fluidificante.

Per quanto concerne i criteri di dimensionamento geotecnico va osservato che il carico limite dei micropali dipende dalle tecnologie esecutive in modo molto più marcato di quanto avvenga per i pali di medio e grande diametro, per cui diventa inevitabile ricorrere a criteri di tipo empirico.

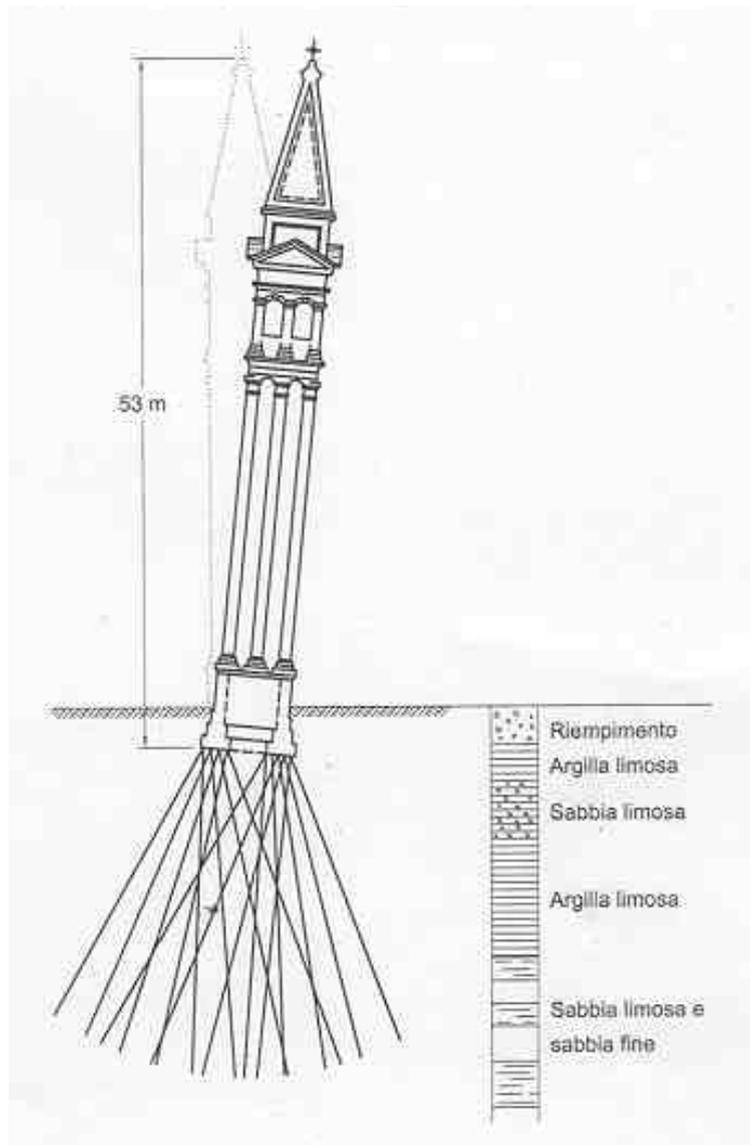


fig.24 Sottofondazione per il ripristino di una struttura esistente

Le raccomandazioni pubblicate da Bustamante e Doix (1985), alle quali si fa riferimento in tale relazione, sono alla base delle norme vigenti in Francia (sia per il calcolo dei micropali che dei tiranti) e richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la pressione limite  $P_{lim}$  determinata con il pressimetro Ménard o i risultati di prove SPT.

Nel caso di micropali installati in **terreni sabbiosi**, si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro della zona iniettata  $d_{in}$  e quello di perforazione  $d_{perf}$ :

$$\begin{aligned} d_{in} &= 1,5 * d_{perf} && \text{(iniezioni ripetute)} \\ d_{in} &= 1,15 * d_{perf} && \text{(iniezione unica)} \end{aligned}$$

Come quantità minima di miscela da iniettare viene consigliato il valore  $V_{in} = 1,5 \frac{P \cdot d_{in}^2}{4} l_{in}$ , essendo  $l_{in}$  la lunghezza del tratto iniettato. Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può stimarsi pari mediamente a :  $f_s = \frac{1}{10} P_{lim}$

e il valore della pressione limite può essere correlato ai risultati delle prove penetrometriche tramite le relazioni:

$$\frac{p_{lim}}{p_a} \cong \frac{N_{SPT}}{2} \cong \frac{1}{10} \frac{q_c}{p_a}$$

nelle quali  $p_a$  è la pressione atmosferica di riferimento.

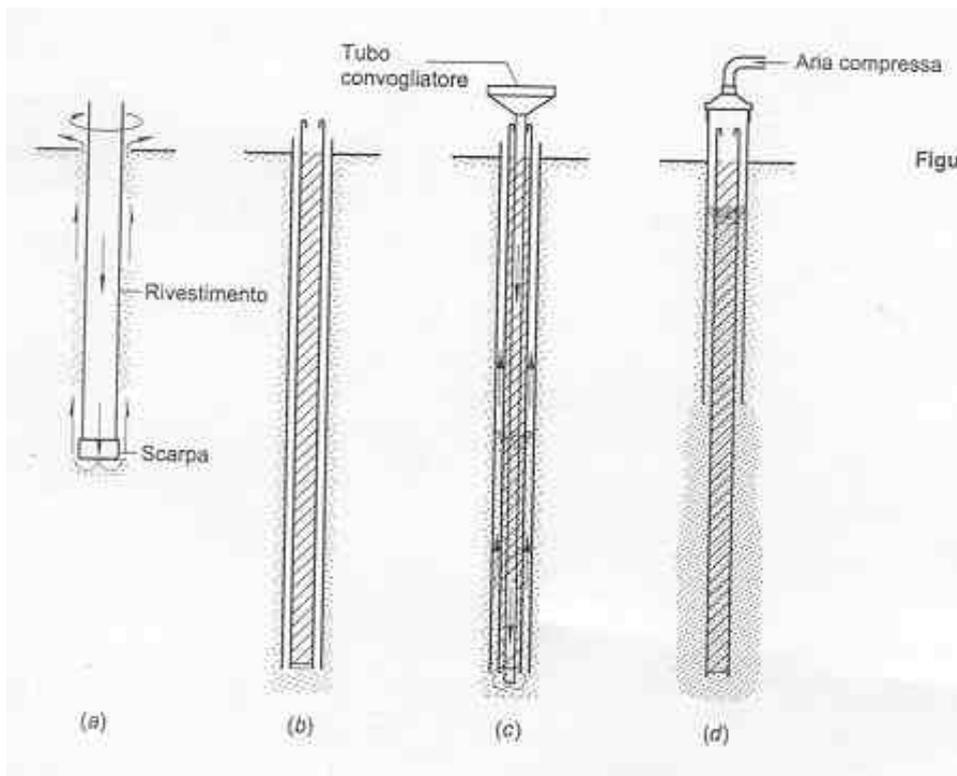


fig. 25 Fasi di iniezione dei micropali

Nel caso di micropali installati **in terreni argillosi**, si ha:

$$\begin{aligned} d_{in} &= 1,5 - 2,0 * d_{perf} && \text{(iniezioni ripetute)} \\ d_{in} &= 1,2 * d_{perf} && \text{(iniezione unica)} \end{aligned}$$

La quantità minima di miscela consigliata varia da 1,5 - 2,0  $V_{in}$ , nel caso di una iniezione unica, a 2,5-3,0  $V_{in}$ , nel caso di iniezioni ripetute.

La tensione tangenziale limite è data dalle seguenti espressioni (in N/mm<sup>2</sup>):

$$\begin{aligned} f_s &= 0,033 + 0,067 * p_{lim} && \text{(iniezione unica)} \\ f_s &= 0,095 + 0,085 * p_{lim} && \text{(iniezioni ripetute)} \end{aligned}$$

nelle quali la pressione limite è data da:  $p_{lim} = 10 * s_u$

Le tensioni tangenziali si applicano a valori della  $p_{lim}$  superiori a 0,5 N/mm<sup>2</sup>; per valori inferiori si può immaginare che la relazione tra la  $f_s$  e la  $p_{lim}$  sia rappresentata da una retta passante per l'origine e per l'estremo rappresentativo delle  $f_s$ .

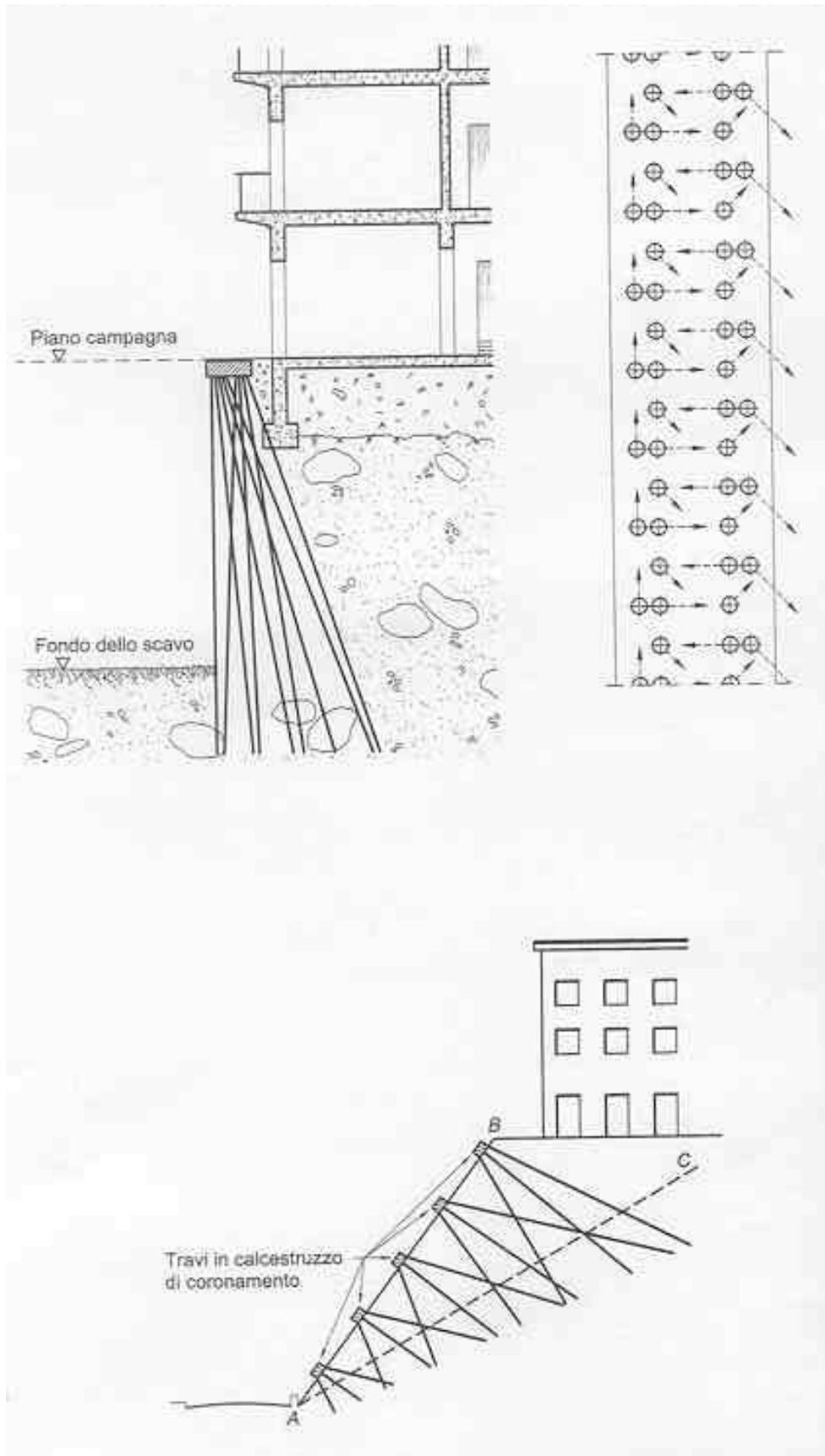


fig. 26-27 Esempio di impiego di un reticolo di pali Radice a sostegno delle pareti di uno scavo e come rinforzo di un pendio in rocce tenere (Lizzi, 1985)

# I DIAFRAMMI

## I Diaframmi Come Strutture Di Sostegno Degli Scavi

A differenza di altre strutture di contenimento del terreno il regime statico delle palancole è condizionato in maniera determinante dallo stato deformativo sia del terreno che della struttura, per cui il calcolo rigoroso di queste strutture deve essere affrontato come problema di interazione terreno – struttura.

Una prima ipotesi semplificativa è quella di ridurre il problema al piano studiando quindi una sezione tipo :

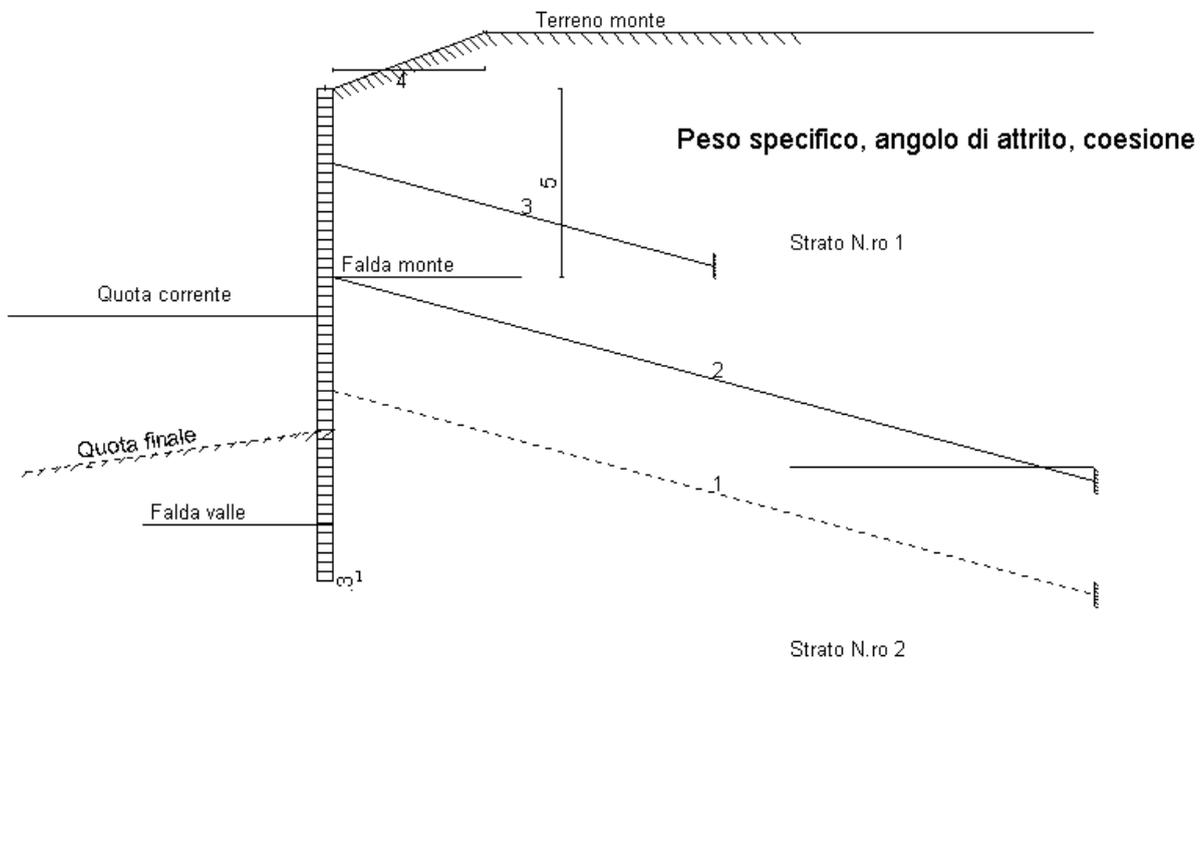


Fig.28 Schema geometrico

In base al tipo di vincolamento della paratie, si definiscono vari tipi di strutture:

1. palancole a mensola
2. palancole ancorate
3. palancole multiancorate con tiranti attivi
4. Sbadacchiate con puntoni

I carichi che agiscono sulla paratia saranno:

1. Diretti (forze e momenti sulla struttura)
2. Spinta del terreno
3. Incrementi di spinta del terreno per carichi indiretti agenti sul terreno
4. Sismici
5. Idraulici
6. Deformazioni imposte

Data la particolarità della struttura è necessario quasi sempre studiare sia la configurazione in esercizio della struttura che il transitorio di costruzione (approfondimento progressivo dello scavo di valle, costruzione di tiranti, tesatura etc.)

I metodi di calcolo più usati sono sostanzialmente due:

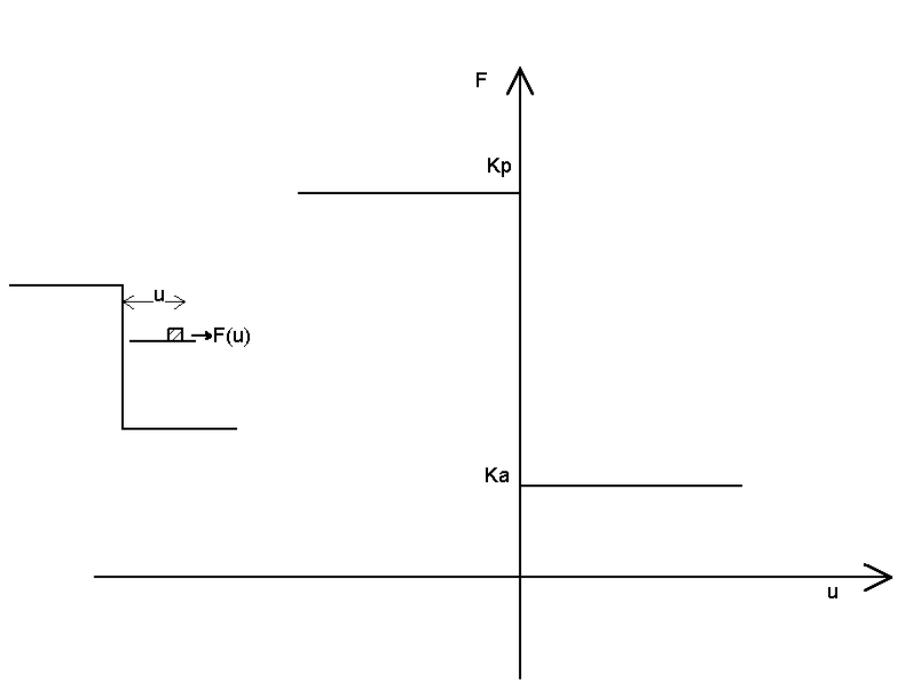
1. Analisi limite
2. Analisi non lineare con il metodo degli Elementi finiti.

I metodi cosiddetti di **analisi limite** sono soprattutto utilizzati per il progetto e il predimensionamento, mentre la verifica di sicurezza della struttura deve essere eseguita con un'**analisi agli elementi finiti**.

## *ANALISI LIMITE*

Con questo approccio si modella il terreno con un legame di tipo rigido plastico trascurando quindi le deformazioni *intermedie* che avvengono nel terreno.

La deformazione si sviluppa quindi solamente in corrispondenza di uno stato limite di tipo attivo (decompressione) o passivo (compressione).



*Fig.29 Modello rigido plastico*

Si ipotizza quindi una deformata per la palancola congruente con i vincoli ed in corrispondenza si impongono le pressioni limiti che il terreno è in grado di sviluppare, quindi si scrive l'equilibrio della palancola soggetta ai carichi esterni ed alle pressioni.

E' chiaro che così facendo non troviamo l'effettivo stato tensionale della palancola sotto i carichi esterni ma un regime statico in equilibrio limite con un carico esterno amplificato.

Se introduciamo come incognita l'infissione possiamo allora calcolare il minimo valore per cui è possibile l'equilibrio; questo valore è in ogni caso significativo per testare la sicurezza globale del sistema terreno palancola.

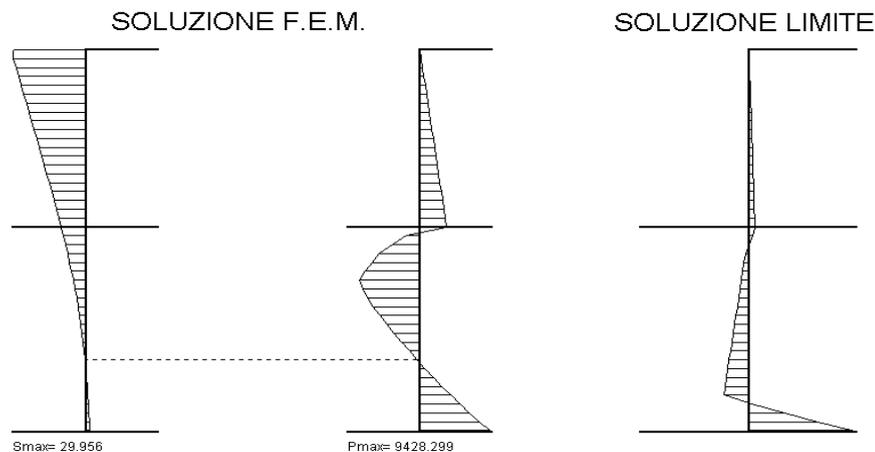


Fig.30 Costruzione di un sistema di pressioni limiti congruente ad una deformata a mensola

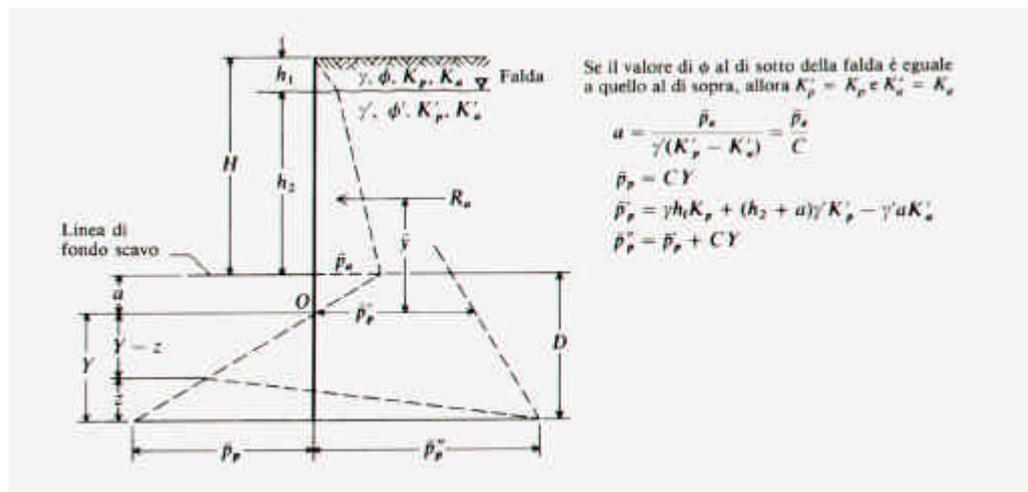


Fig. 31 Diagramma delle pressioni per una palancola a mensola posta in terreno granulare. Il diagramma illustra diverse possibili caratteristiche del terreno al di sotto del livello dell'acqua. Se esiste una stratificazione diversa, il diagramma delle pressioni deve essere modificato in modo appropriato. Le ipotesi illustrate valgono per un'analisi realizzata secondo un metodo classico.

$$R_a + (\bar{p}'_y + \bar{p}''_y) \cdot \frac{z}{2} - \bar{p}'_y \cdot \frac{Y}{2} = 0$$

(b)

da cui, risolvendo rispetto a z, si ricava:

$$z = \frac{\bar{p}'_y \cdot Y - 2 \cdot R_a}{\bar{p}'_y + \bar{p}''_y}$$

(c)

Si può ricavare un'ulteriore equazione in termini di Y e z imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto a un punto opportuno, in questo caso l'estremità inferiore della palancola.

$$R_a \cdot (Y + \bar{y}) + \frac{z}{3} (\bar{p}'_y + \bar{p}''_y) \cdot \frac{z}{2} - \bar{p}'_y \cdot \frac{Y}{2} \cdot \frac{Y}{3} = 0$$

semplificando:

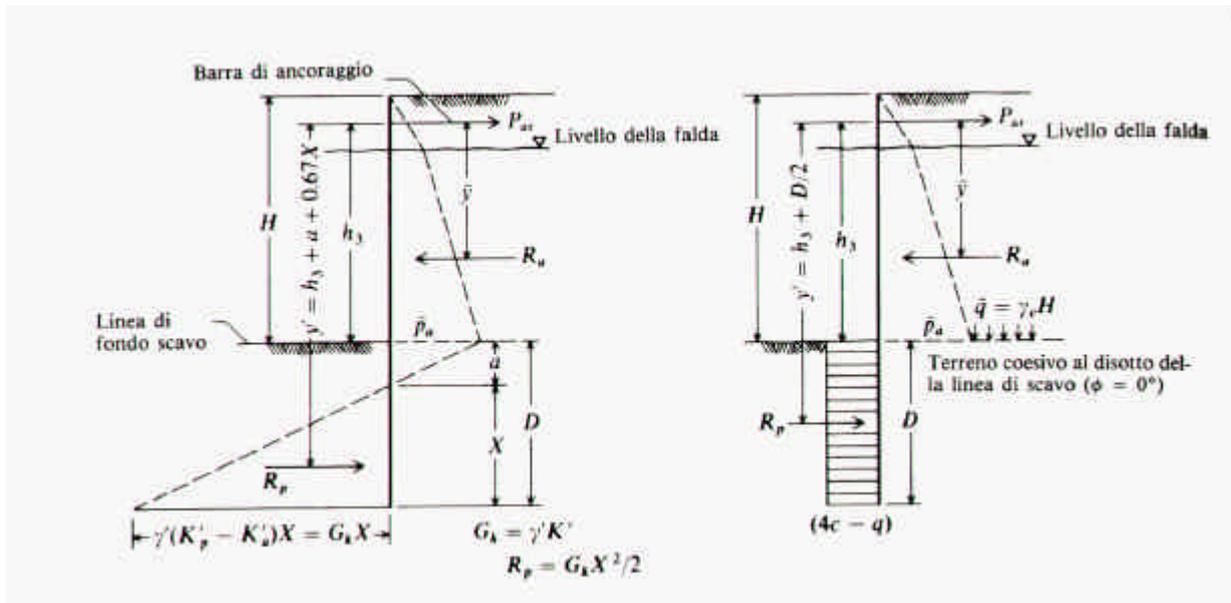
$$6R_a \cdot (Y + \bar{y}) + z^2 (\bar{p}'_y + \bar{p}''_y) - \bar{p}'_y \cdot Y^2 = 0$$

(d)

sostituendo la (c) nella (d) e risolvendo rispetto a Y, si ottiene la seguente equazione di quarto grado, valida sia in presenza che in assenza di acqua nel terreno:

$$Y^4 + Y^3 \cdot \frac{\bar{p}'_y}{C} - Y^2 \cdot \frac{8R_a}{C} - Y \cdot \left[ \frac{6R_a}{C^2} \cdot (2\bar{y}C + \bar{p}'_y) \right] - \frac{6R_a \bar{y} \bar{p}'_y + 4R_a^2}{C^2} = 0$$

dove tutti i termini sono illustrati in figura. In presenza di acqua,  $R_a$  e  $\bar{y}$  vanno opportunamente corretti per tenere conto del livello dell'acqua stessa.



a. (b) Fig. 32

palancola ancorata, analizzata con il metodo free-earth support. (a) Tutto terreno granulare; (b) terreno coesivo al di sotto della linea di fondo scavo e riporto realizzato con terreno granulare.

La profondità di infissione vale:  $D = X + a$ .

In base alla figura (b), nel caso in cui il terreno al di sotto della linea di fondo scavo sia coesivo ( $\phi = 0^\circ$  oppure si abbiano condizioni non drenate), si può scrivere ancora una volta l'equilibrio alla rotazione intorno alla barra di ancoraggio

$$R_a \bar{y} - D(4c - \bar{q}) \cdot \left( h_3 + \frac{D}{2} \right) = 0$$

che può essere ordinata in termini di potenze decrescenti di D ottenendo:

$$D^2 + 2Dh_3 - \frac{2\bar{y}R_a}{4c - \bar{q}} = 0$$

La trazione nella barra di ancoraggio può essere calcolata mediante la (h). Dall'esame della figura (b) si ricava che se la pressione passiva  $\sigma_p \leq 0$  allora la paratia è instabile. Tale situazione si manifesta quando:

$$\frac{c}{q} = \frac{c}{\gamma H} \leq 0.25$$

Assegnato il materiale del terrapieno, esiste un valore critico di H oltre il quale non è possibile porre una paratia in un terreno argilloso. Il rapporto  $c/q$  viene denominato, nella letteratura relativa alla meccanica dei terreni, numero di stabilità:

$$S_x = \frac{c}{q}$$

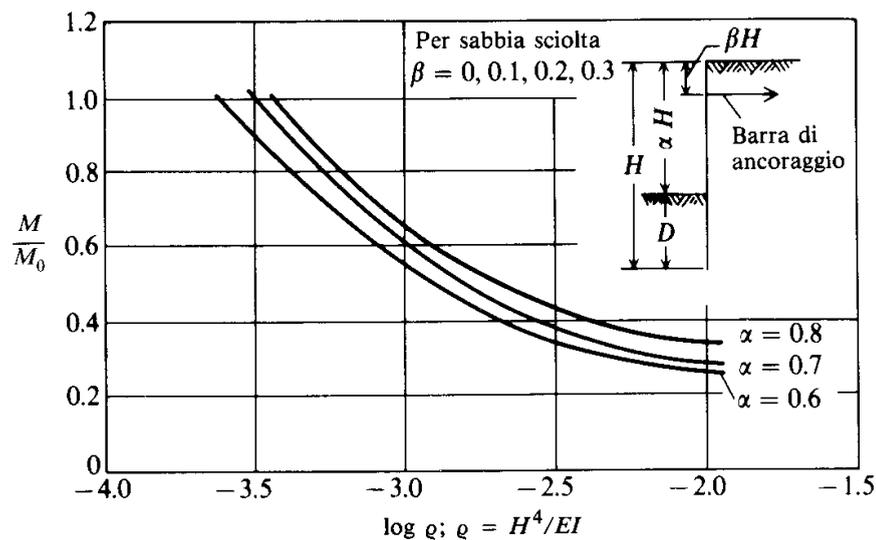


Fig.33 Diagrammi di Rowe

Per poter tenere in conto della deformabilità del sistema terreno paratia si possono utilizzare i diagrammi di Rowe che permettono di ridurre i momenti limiti calcolati.

## ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

Per superare i limiti dei metodi classici che sostanzialmente sono:

1. Valutazione delle sollecitazioni solo in condizioni limite
2. Nessuna informazione sul regime deformativo della palancola
3. Nessuna informazione sul regime di pressione a monte della palancola in caso di palancole multitirate o sbadacchiate
4. Nessuna informazione sul transitorio di costruzione

Per superare questi limiti è necessario utilizzare un modello del terreno più ricco che tenga conto della sua rigidità finita, e di un modello agli elementi finiti per la paratia.

Un modello molto utilizzato è quello di schematizzare la paratia come un elemento trave discretizzato in elementi finiti ed il terreno come un letto di molle non lineari.

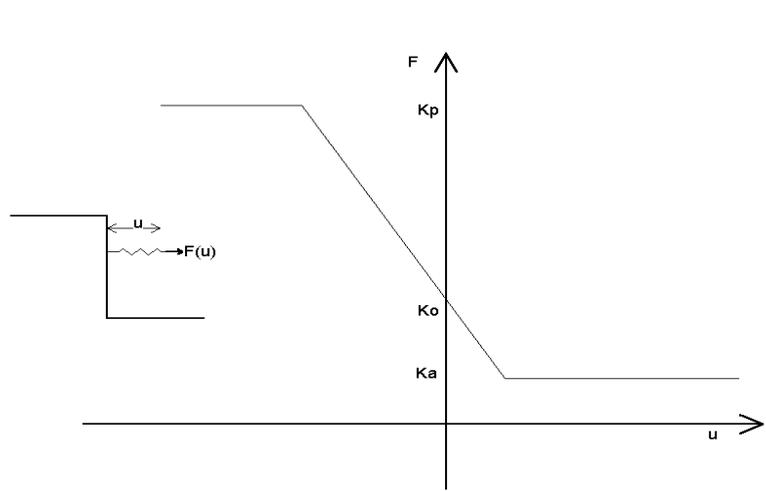


Fig.34 Modello costitutivo del terreno modellato con molle

Sia il terreno che i tiranti vengono quindi modellati con delle molle i cui valori di rigidità vengono sommati agli elementi diagonali della matrice globale. I tiranti hanno un legame costitutivo unilatero e possono essere pretesi.

Per la rigidità del tirante:

$T_0$  = Pretensione

$T(v) = T_0 + K \cdot v$   $v: T(v) > 0$

essendo:

$$K = \frac{A \cdot E}{L} \cdot \cos^2 f$$

L = lunghezza;

A = area del tirante/interasse;

E = modulo elastico del tirante;

f = angolo di inclinazione;

T = sforzo sul tirante/puntone;

v = spostamento.

Per la rigidezza del terreno si ha (cfr. Bowles Fondazioni):

$$K = 40 \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot g \cdot l \cdot N_g) + 40 \cdot (g \cdot N_q \cdot z)$$

essendo:

c = coesione;

g = peso specifico efficace;

Nc, Nq, Ng = coefficienti di portanza;

z = quota di infissione.

Ka, Kp, Ko sono invece i coefficienti di spinta rispettivamente attivi, passivi e a riposo.

$$d_p \cdot R_p = \alpha \cdot K_p \cdot \cos \delta + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}}$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \delta)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \delta)}} \right)^2}$$

Fig.6 Spinta passiva per materiali coesivi e granulari

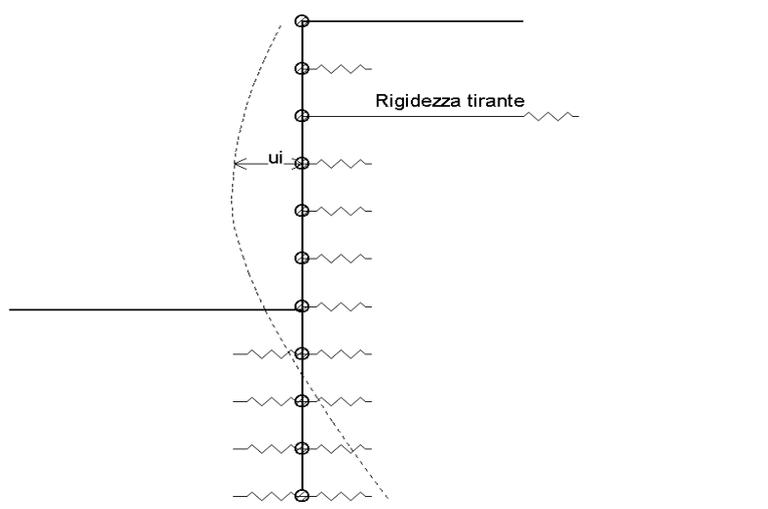


Fig. 35 Schema del modello di calcolo agli elementi finiti

L'assemblaggio del modello di calcolo mostrato in figura porta ad un sistema di equazioni non lineari del tipo:

$$\mathbf{L}(\mathbf{u}) = \mathbf{P}$$

Dove L(u) sono le relazioni di equilibrio e congruenza che legano le forze reattive del sistema paratia terreno compatibili con le ipotesi meccaniche assunte e P è il vettore dei carichi nodali equivalente ai carichi concentrati, distribuiti, pressioni etc.. agenti sul sistema terreno-paratia.

## SOLUZIONE DI SISTEMI NON LINEARI

Molti problemi strutturali di tipo non lineare possono essere formulati sotto forma di sistema di equazioni non lineari :  $L(u) = P$

La risoluzione di questi problemi può essere ottenuta con il metodo di Newton che permette di trovare la soluzione come limite di una successione convergente di problemi lineari.

Definita la funzione  $\mathbf{r(u)} = \mathbf{L(u)} - \mathbf{P}$  il problema iniziale è equivalente a risolvere :  
 $\mathbf{r(u)} = \mathbf{0}$  dove  $\mathbf{r(u)}$  è la funzione che descrive lo squilibrio (resto) ai nodi della struttura.

Sviluppando in serie la funzione si può scrivere :

$$\begin{aligned} r(u+h) &= r(u) + [\partial r(u) / \partial u] * h \\ \mathbf{Kt(u)} &= [\partial r(u) / \partial u] = [\partial L(u) / \partial u] + [\partial P / \partial u] = \mathbf{[L(u) / u]}; \end{aligned}$$

$\mathbf{Kt(u)}$  è quindi il gradiente della funzione  $L(u)$  ed ha il significato di essere la matrice tangente della struttura;

$$r(u+h) = r(u) + \mathbf{Kt(u)} * h = 0$$

$h = -\mathbf{Kt}^{-1} * r(u) = \mathbf{Kt(u)}^{-1} * (P - L(u))$  dove  $h$  è la correzione da apportare alla soluzione corrente

Lo schema di iterazione sarà quindi:

$$\begin{aligned} \mathbf{u_0} &= \mathbf{Kt(0)}^{-1} * \mathbf{P} \\ \mathbf{u_{i+1}} &= \mathbf{u_i} + \mathbf{Kt(u_i)}^{-1} * (\mathbf{P} - \mathbf{L(u_i)}) \end{aligned}$$

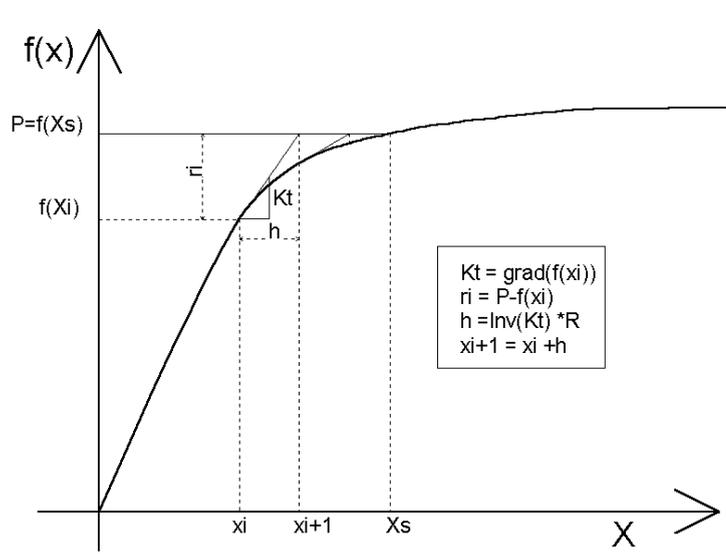


Fig. 36 Soluzione di una equazione non lineare

## PALANCOLE MULTI TIRANTATE

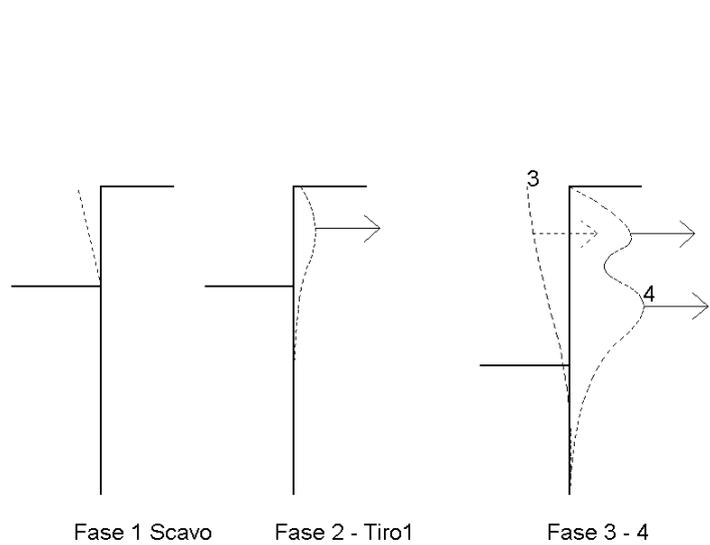
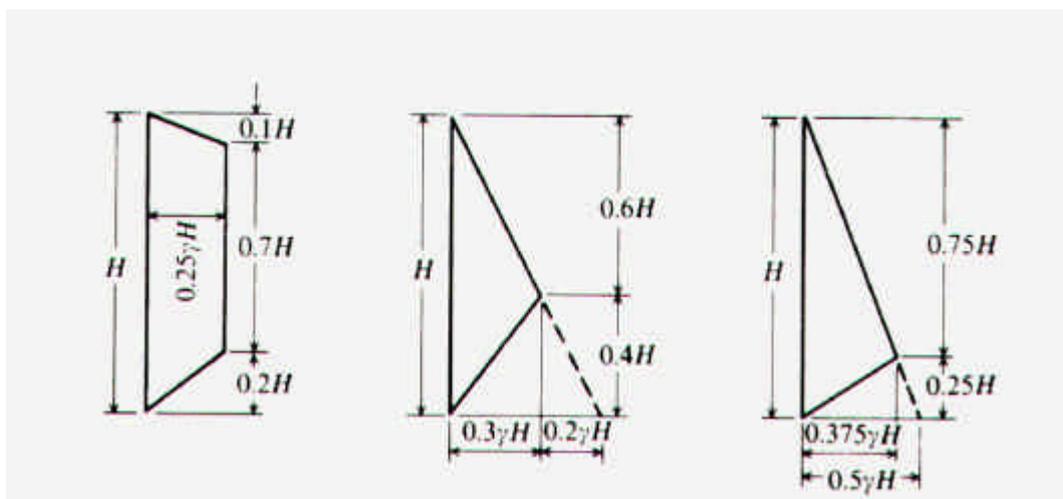


Fig.37 Fasi di costruzione di una palancole a due tiranti

La realizzazione di una palancole multi-ancorata viene eseguita per fasi, per cui è necessario verificare anche le fasi intermedie in quanto possono verificarsi condizioni più gravose di quelle che si avranno in esercizio.

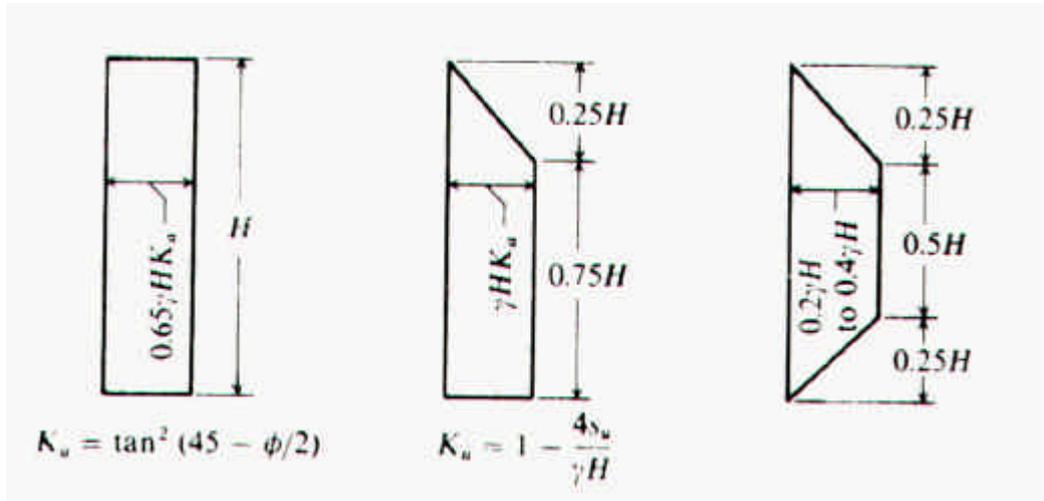
1. Fase 1 , scavo fino alla quota del primo tirante
2. Fase 2 pretensione del tirante
3. Fase 3 scavo fino alla quota del tirante 2
4. Fase 4 pretensione del tirante 4
5. Fase 5 raggiungimento quota finale

Diversi autori hanno proposto diagrammi di pressione modificati per tenere conto della diversa distribuzione delle pressioni di monte che si hanno nelle paratie con puntoni o tiranti attivi nei metodi di calcolo classici :



(a) Sabbia. (b) Argilla da soffice a media. (c) Argilla dura fessurata.

Diagramma delle pressioni laterali del terreno come suggeriti da Peck (1969). Si usi il valore di  $q_u$  ottenuto da una prova di compressione non confinata per ricavare la resistenza a taglio non drenata  $s_u$ . si usi la distribuzione (b) sopra illustrata per  $\sigma'_H > 200$  kPa; la (c) per  $\sigma'_H \leq 200$  kPa.



- (a) Sabbia. (b) Supporto temporaneo in argilla dura. (c) Supporto permanente in argilla media.

Diagramma delle pressioni laterali del terreno applicate a scavi sbadacchiati proposto da Tschebotarioff (1973).

Utilizzando invece il metodo degli elementi finiti è possibile determinare il reale diagramma delle pressioni a monte tenendo conto dell'avvicinamento della palanca verso il terreno e delle varie fasi di funzionamento della palanca. In figura si può osservare come viene modificato il diagramma delle pressioni per effetto della compressione della paratia sul terrapieno di monte, e come si hanno delle importanti inversioni di segno nei momenti flettenti.

## DIAGRAMMI PRESSIONI E SOLLECITAZIONI PARATIA

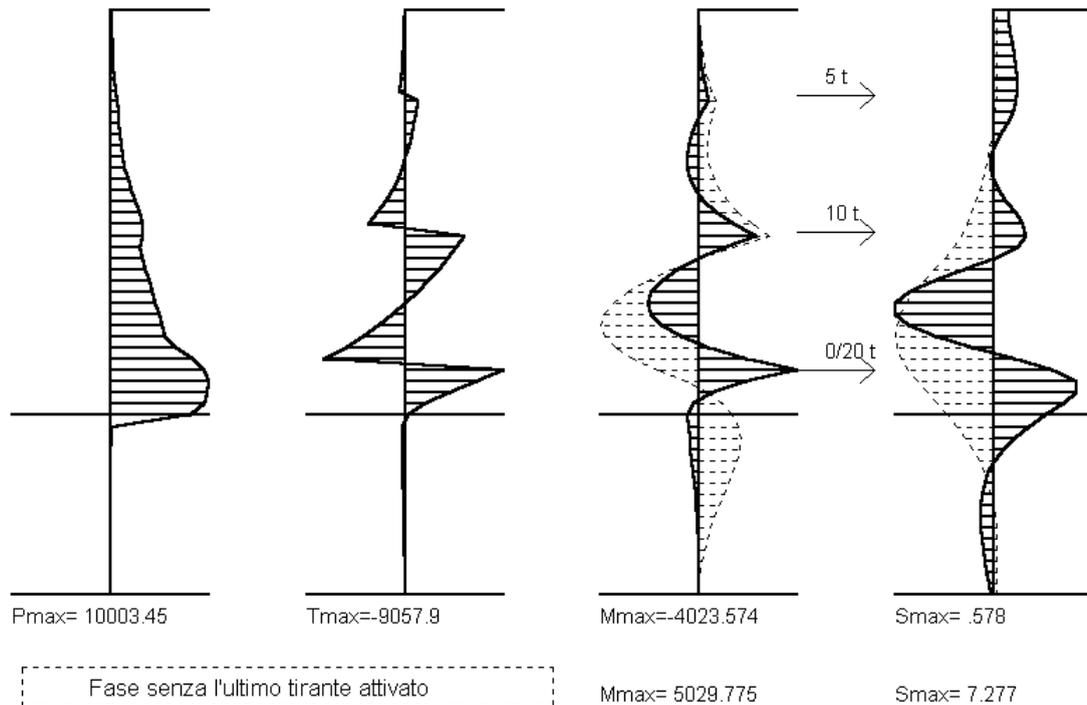


Fig. 38 Soluzione agli elementi finiti per le fasi precedenti (tratteggiato) e dopo la pretensione del tirante più basso

## ASPETTI ESECUTIVI

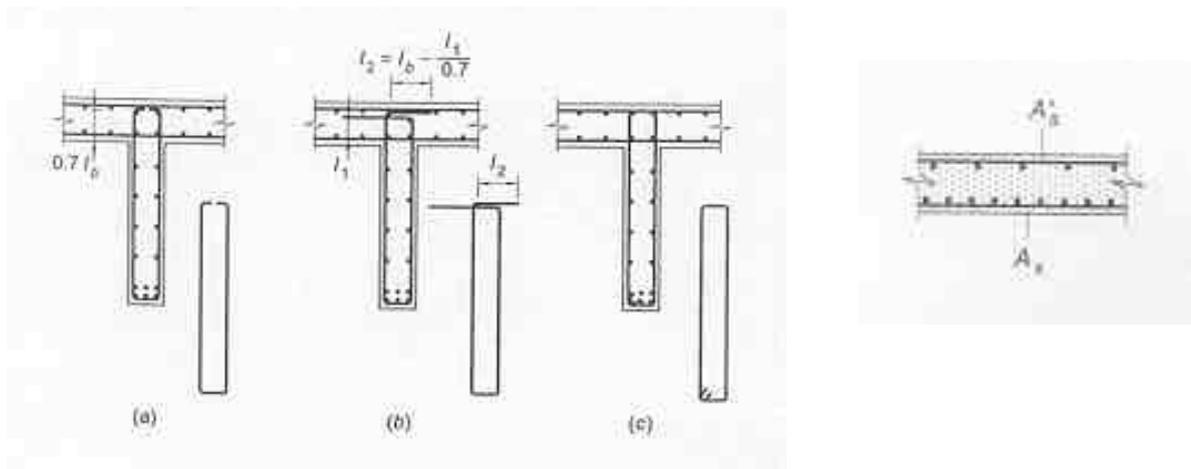


fig. 39-40 Schema di ancoraggio delle staffe

Il termine *diaframma* indica una lastra, gettata in opera, la cui stabilità è garantita dalla mobilitazione della resistenza passiva e dalla eventuale presenza di uno o più vincoli.

La resistenza minima del calcestruzzo non deve essere inferiore a 25 Mpa ed è raccomandato, per problemi di getto, che l'abbassamento al Cono di Abrams non sia inferiore a 150 mm. Per aumentare il rapporto acqua/cemento oltre i limiti raccomandabili, si impiegano dei fluidificanti. L'impiego dei fanghi bentonitici invita a valutare con una buona dose di cautela la lunghezza di ancoraggio delle barre. In base agli studi effettuati da Yamamoto (1968), l'aderenza acciaio-calcestruzzo può risultare ridotta del 50%.

Ciò richiede che vengano raddoppiate le usuali lunghezze di ancoraggio e, in alcuni casi, può essere necessario il ricorso ad altri accorgimenti, quali la saldatura delle barre trasversali con quelle longitudinali (vedi *Dettagli Costruttivi*).

## DETTAGLI COSTRUTTIVI

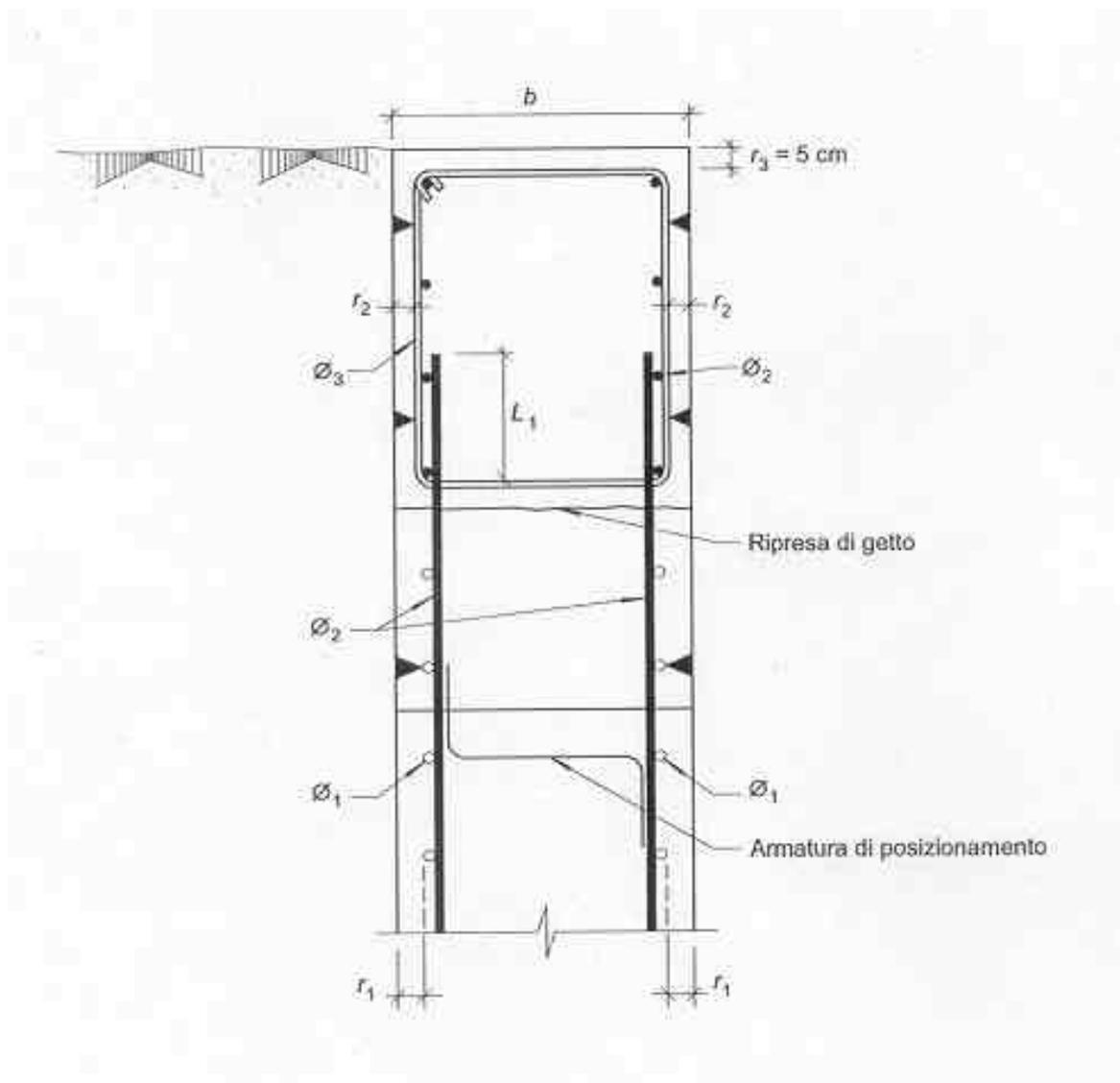


fig. 41 Trave di coronamento del diaframma

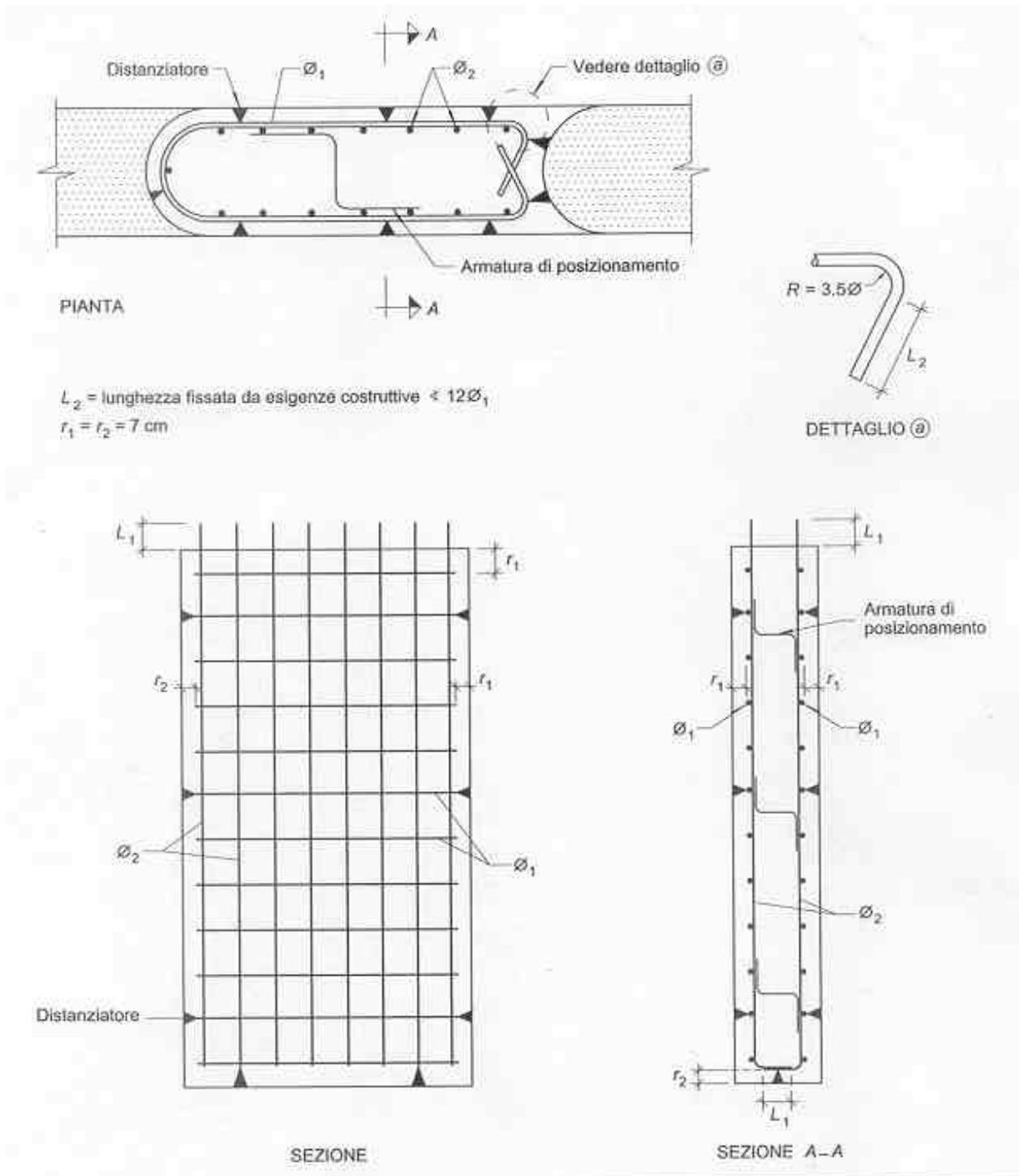


fig. 42 Disposizione generale dell'armatura

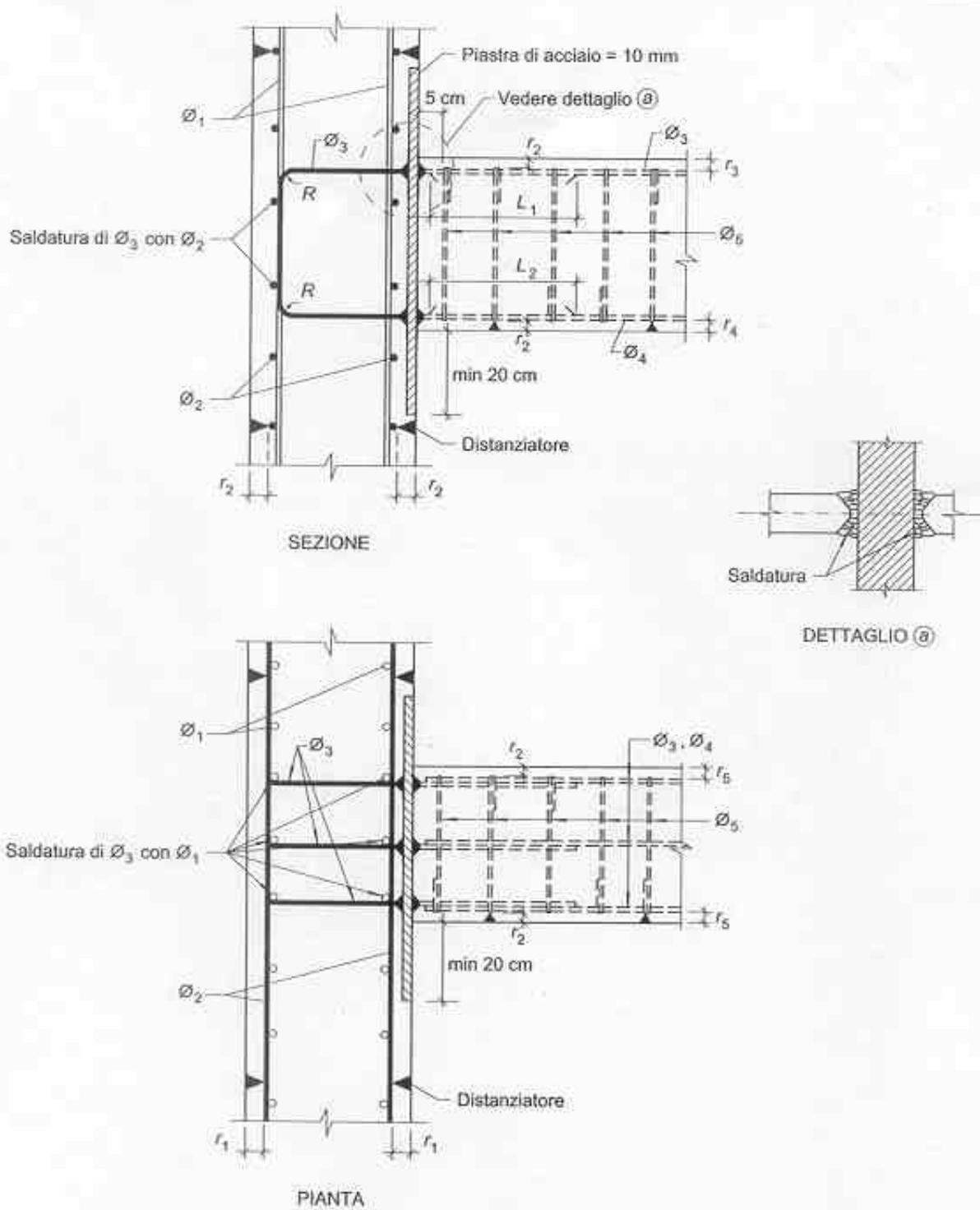


fig. 43 Dettagli di collegamento trave-diaframma (VARIANTE 1)

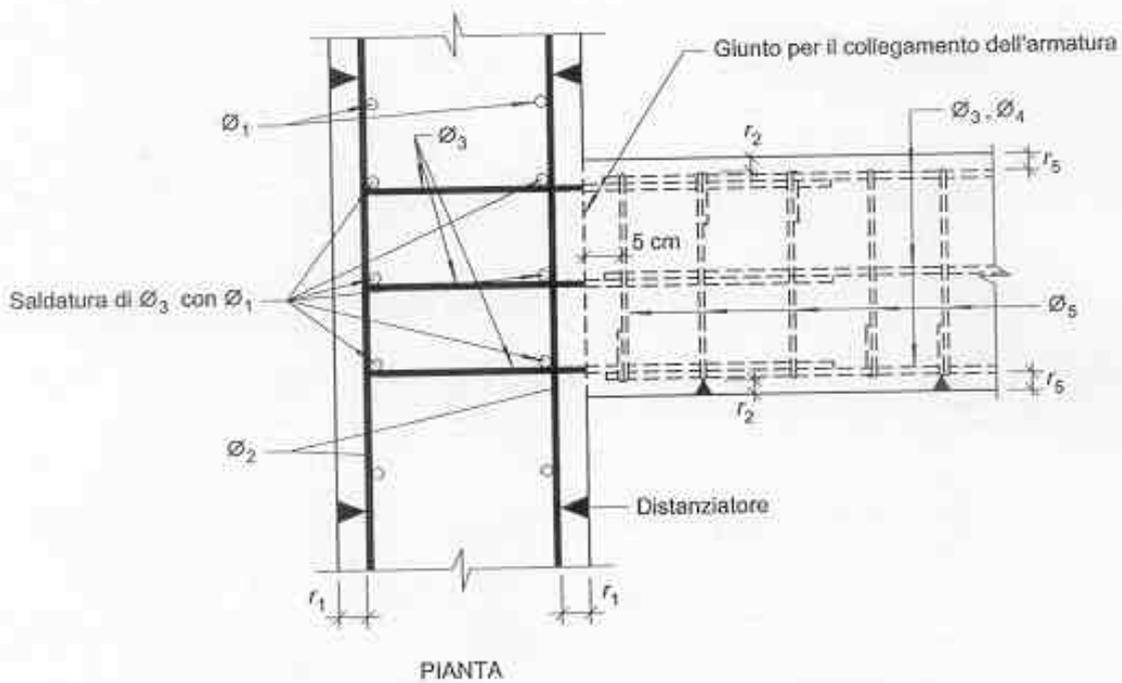
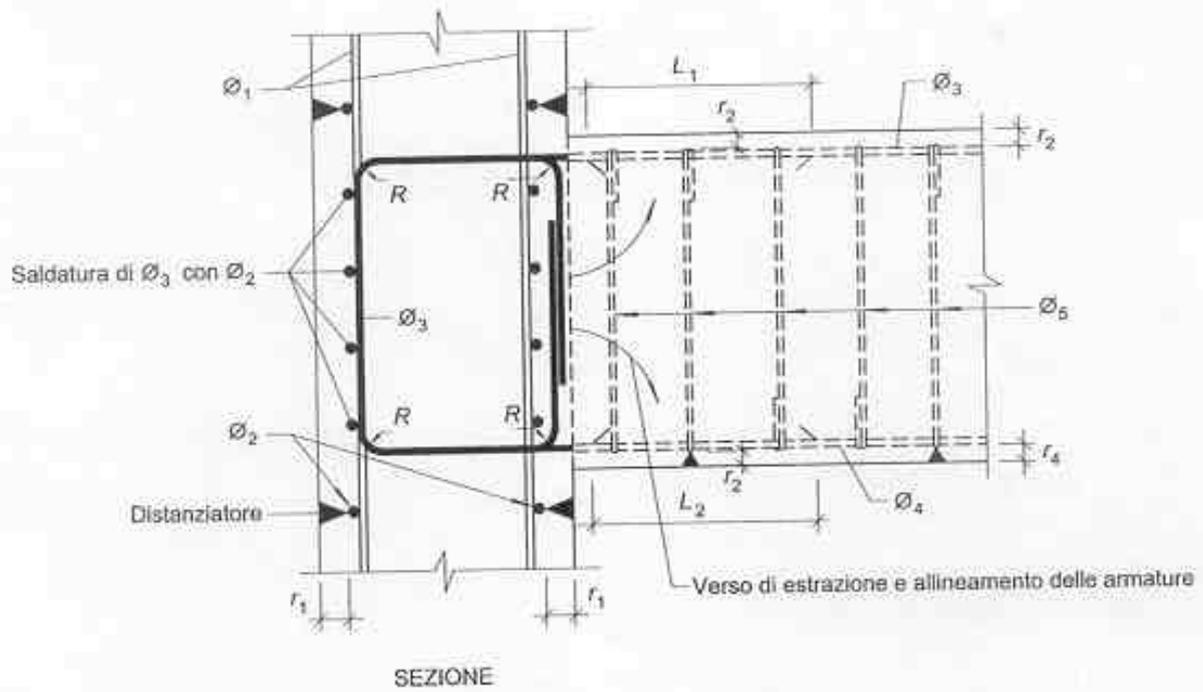


fig. 44 Dettagli di collegamento trave-diaframma (VARIANTE 2)

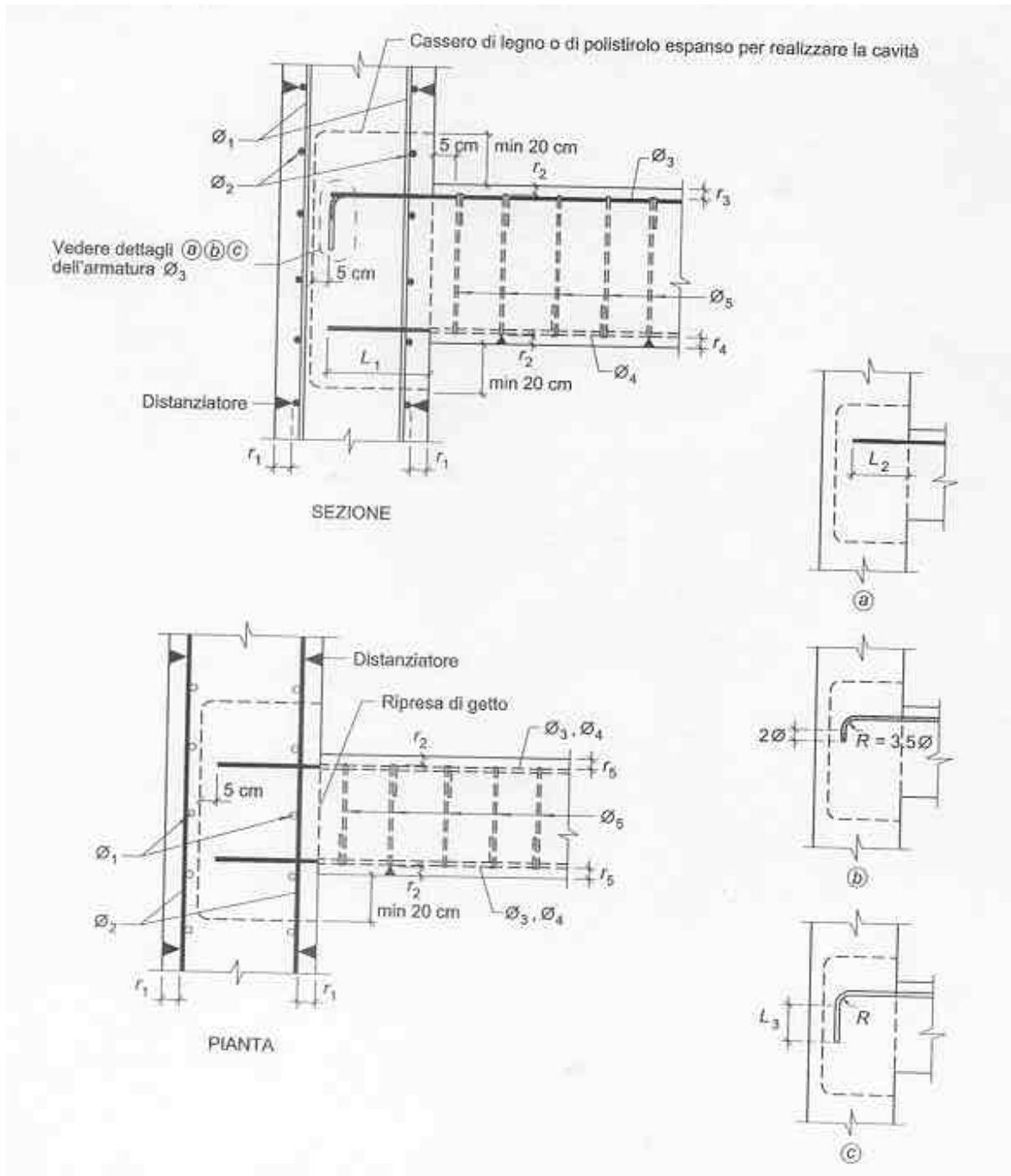


fig. 45 Dettagli di collegamento trave-diaframma (VARIANTE 3)

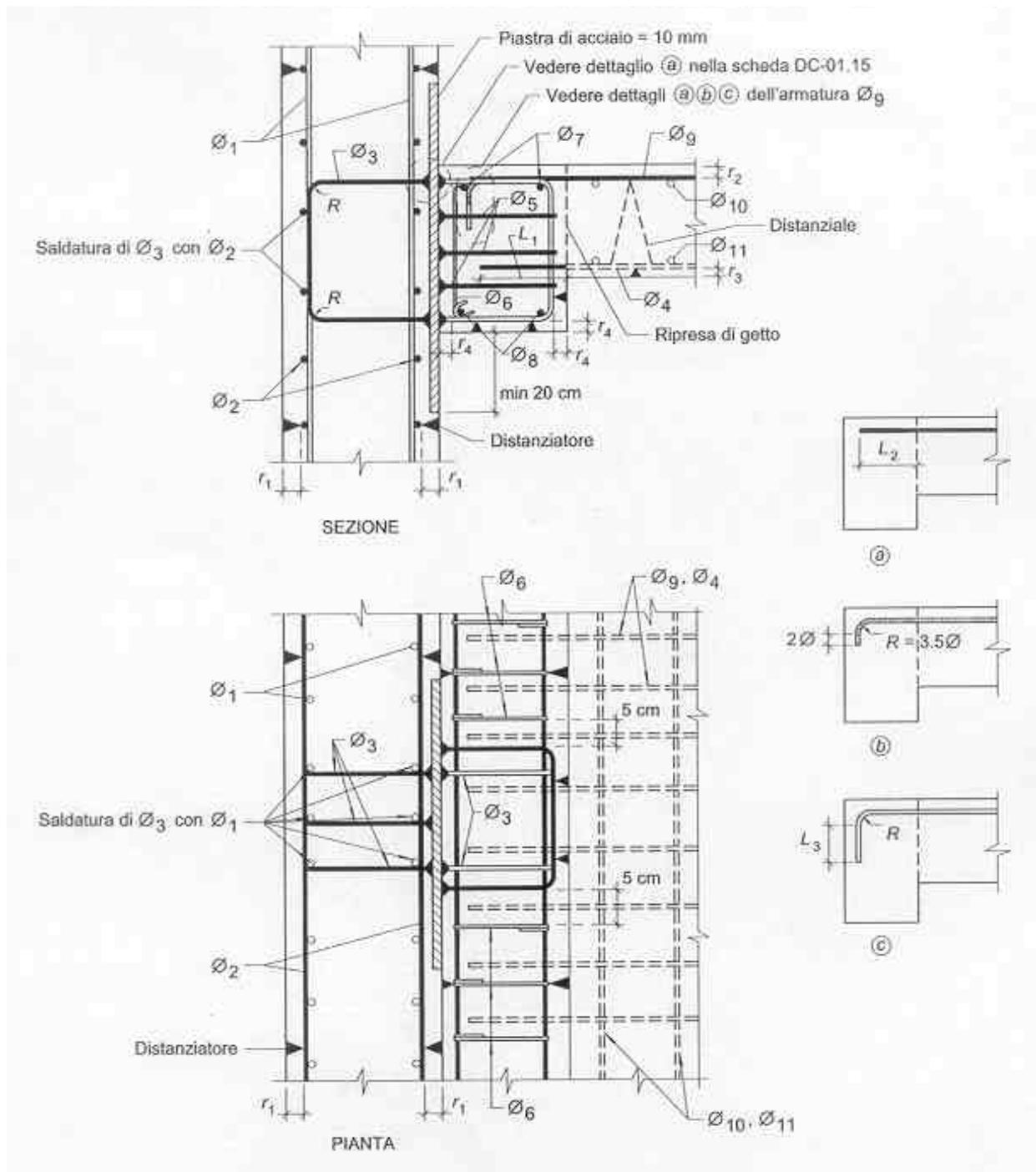


fig. 46 Collegamento piastra-diaframma (VARIANTE 1)

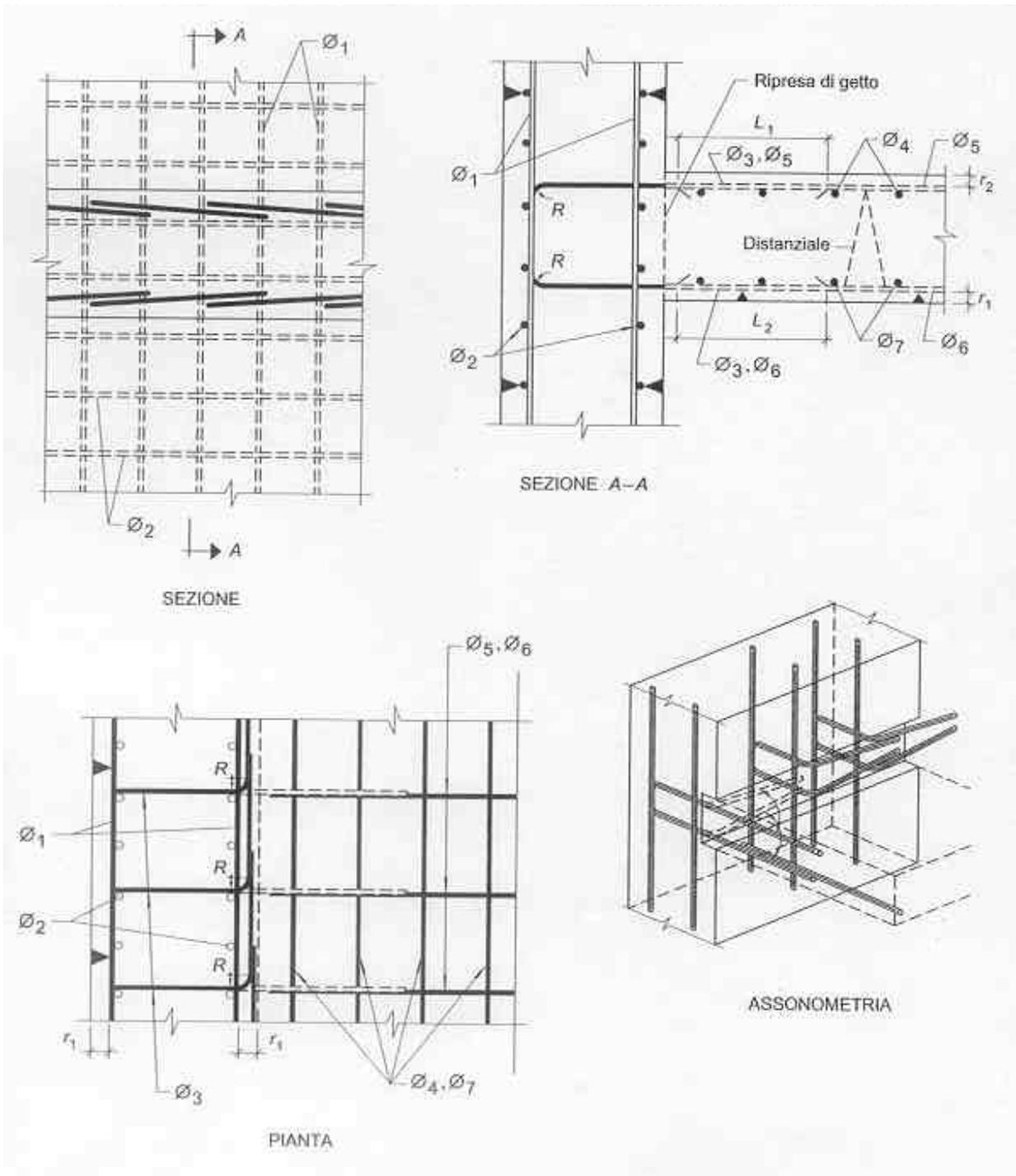


fig. 47 Collegamento piastra-diaframma (VARIANTE 2)

# Alcune indicazioni per gli SCAVI PUNTELLATI

Gli scavi puntellati rientrano nella categoria degli interventi temporanei, per cui è bene richiamarne l'attenzione: non rappresentando il risultato finale, la scelta dei margini di sicurezza e gli aspetti economici sono legati a questo carattere di provvisorietà.

Spesso è difficile definire un progetto esecutivo in tutti i suoi aspetti, per cui è importante che il progettista preveda più di un possibile scenario, con le relative contromisure, in maniera tale che il programma dei lavori possa essere adattato alle reali condizioni del terreno, riscontrate nel corso degli scavi.

Perciò non è superfluo sottolineare che l'intervento andrebbe affrontato nello spirito del metodo osservazionale (Peck, 1969), la cui essenza è riassumibile nei seguenti passi:

- Elaborazione di un *inventario* dei possibili scenari di rischio, che possono presentarsi in relazione alle condizioni del sito e al programma dei lavori;
- *Definizione degli interventi alternativi*, ai quali ricorrere nel caso in cui le assunzioni di progetto iniziali non dovessero trovare riscontro nella realtà;
- Individuazione degli *elementi più significativi*, che possono espletare una funzione diagnostica in fase esecutiva;
- Progetto di un *programma di monitoraggio*, che consenta il controllo in tempo reale degli elementi individuati in fase III.

In aggiunta ai punti sopraelencati vanno richiamate le difficoltà che si incontrano in sede di progetto qualora si voglia tener conto dell'influenza che le precise modalità di scavo (intese sia in termini di procedure, sia in termini di sequenze temporali) hanno sulla risposta del terreno.

Tutti questi elementi fanno sì che il progetto delle strutture di sostegno degli scavi venga effettuato in modo empirico.

Per fissare comunque l'attenzione sugli elementi che rivestono un ruolo rilevante nell'analisi di stabilità, conviene richiamare le cause che hanno determinato eventi di collasso:

- Nel caso di scavi in **terreni sabbiosi al di sopra della falda**, le rotture documentate sono imputabili quasi esclusivamente a fenomeni di instabilità dei puntelli, mentre non si sono avuti casi di collasso per rottura del fondo dello scavo.
- Al contrario, **in sabbie sotto falda**, le rotture registrate sono imputabili principalmente a sifonamento del fondo dello scavo, o a improvvisa rottura dello stesso nel caso l'acquifero risulti confinato da due strati argillosi.
- Nel caso di scavi in argille, I tempi esecutivi sono in genere sufficientemente brevi da rendere ragionevole l'ipotesi di analisi in condizioni non drenate.

Se la profondità di scavo è eccessiva, sussiste il pericolo di una rottura del fondo con rifluimento del terreno all'interno dello scavo. Laddove tale fenomeno non si è presentato, le rotture si sono verificate per instabilità dei puntoni, in modo del tutto analogo a quanto osservato per gli scavi in sabbie.

La breve descrizione delle cause dei dissesti richiama l'attenzione sulla necessità di dimensionare con le dovute cautele i puntoni e di analizzare le condizioni di stabilità del fondo dello scavo.

## ***BIBLIOGRAFIA***

“Fondazioni” - Lancillotta, Calavera

Libri consultati

“Pali e fondazioni su pali” - Zaven Davidian –Edizioni C.E.L.I. ‘73

“Pile foundation analysis and design” - Poulos & Davis

[www.rodiospa.com](http://www.rodiospa.com)

Siti web visitati

[www.trevispa.com](http://www.trevispa.com)