

Un carico agente su un terreno coesivo saturo di acqua produce su di esso deformazioni così distinte:

- cedimento immediato S_0 , a cui corrispondono minime variazioni di volume;
- cedimento di consolidazione primaria S_c conseguente ad una variazione di volume e ad espulsione dell'acqua;
- cedimento di consolidazione secondaria S_s con variazione di volume (figure 4.a e 4.b).

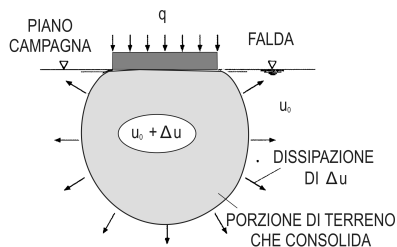


Fig. 4.a - Pressione dell'acqua indotta da un carico esterno

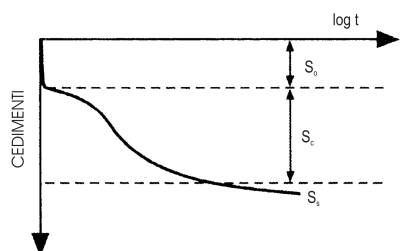


Fig. 4.b - Decorso delle deformazioni nel tempo del terreno sottoposto a un carico esterno

4.1. CEDIMENTO IMMEDIATO

Su campioni di terreno indisturbati, attraverso prove di compressione triassiale non drenate (CU) viene ricavato il *modulo di compressibilità immediata* E_0 , indispensabile per individuare il cedimento immediato S_0 attraverso la relazione:

$$S_0 = \frac{q}{E_0 \cdot \Delta z}$$

nella quale q è il carico applicato e Δz è lo spessore dello strato compressibile di terreno.

La figura 4.1.a con la curva "b", mostra l'andamento della prova triassiale.

Alcuni Autori consigliano, in prima approssimazione, di assumere:

$$E_0 = 400 \div 800 c_u \quad \text{con } c_u = \text{coesione non drenata.}$$

Le consolidazioni primaria e secondaria sono, generalmente, studiate in laboratorio sottoponendo i campioni indisturbati alla prova edometrica.

4.2. CONSOLIDAZIONE PRIMARIA MONODIMENSIONALE

Si tratta di un metodo di analisi basato sull'ipotesi che la deformazione e l'espulsione dell'acqua siano dirette entrambe in direzione verticale.

L'equazione di Terzaghi (1923)

$$c_v = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t}$$

nella quale:

$$c_v = \frac{K}{\gamma_w \cdot m_v} \quad \text{coefficiente di consolidazione primaria}$$

$$m_v = - \frac{\Delta e}{[(1 + e) \cdot \Delta \sigma'_v]} = \text{coefficiente di compressibilità}$$

K = coefficiente di permeabilità.

L'assoluzione dell'equazione dipende dall'*isocrona iniziale* (fig. 4.2.a) che rappresenta la distribuzione delle tensioni interstiziali indotte, sulla direttrice verticale, nell'istante di applicazione del carico e dalle condizioni di drenaggio al contorno che, generalmente, si differenziano perché riferite a flussi verso l'alto, verso il basso o in entrambi i modi.

La figura 4.2.b rappresenta le suddette condizioni di drenaggio per le quali:

H = spessore del drenaggio;

$$z = \frac{Z}{H} = \text{quota adimensionale;}$$

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \text{fattore adimensionale riferito al tempo;}$$

t = tempo di applicazione del carico.

La figura 4.2.c rappresenta il diagramma dell'equazione di Taylor (1948) per la soluzione della equazione di Terzaghi:

$$u(z, t) = \sum_{i=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} (\text{sen} MZ) \cdot e^{-MT}$$

nella quale $M = \frac{\pi}{2}(2i + 1)$ e $u(z, t)$ = tensione interstiziale indotta alla quota z e all'istante t ;

u_0 = valore iniziale dell'eccesso della tensione interstiziale.

Con il diagramma di figura 4.2.c si definisce U_z per varie isocrone relativo all'isocrona iniziale uniforme e drenaggio nei due sensi riferito alla seguente relazione:

$$U_z = \frac{u_0 - u(z, t)}{u_0} = 1 - \frac{u(z, t)}{u_0}$$

Il grado di consolidazione medio è pari al rapporto tra il cedimento $S(t)$ all'istante t e il cedimento finale S_c .

$$U_m = \frac{S(t)}{S_c} = 1 - \sum_{i=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \cdot e^{-M^2 T_v}$$

con relazioni approssimate:

$$U_m = \frac{\left(\frac{4 T_v}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4 T_v}{\pi}\right)^{2.8}\right]^{0.179}} \quad T_v = \frac{\left(\frac{4}{\pi}\right) \cdot (U_m)^2}{[1 - (U_m)^{5.6}]^{0.357}}$$

Per un'isocrona iniziale costante con la profondità, i valori di U_m e T_v sono quelli riportati nelle figure 4.2.d e 4.2.e.

4.2.1. Coefficiente di consolidazione

Attraverso la curva cedimenti-tempi a carico costante derivata dalla prova di compressione edometrica, può essere identificato il coefficiente di consolidazione c_v usando i seguenti due metodi:

Metodo di Casagrande (1936)

$$c_v = \frac{H^2 \cdot 0.197}{t_{50}} \quad \text{per } \Delta H_{50} = \frac{\Delta H_{100}}{2}$$

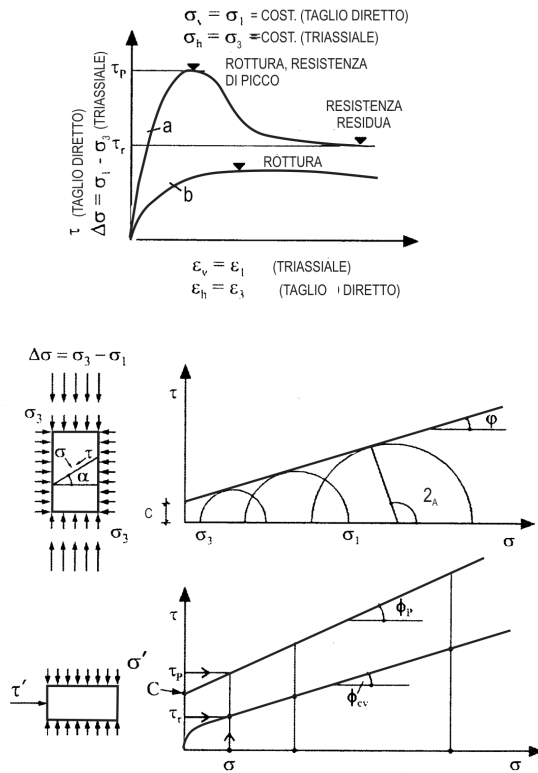


Fig. 4.1.a - Correlazioni tensioni-deformazioni in una prova triassiale o di taglio diretto

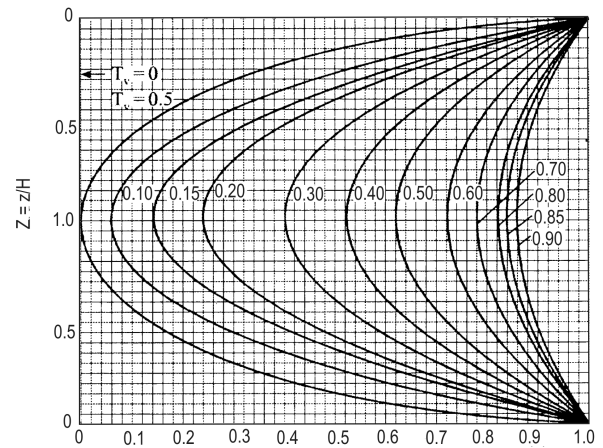


Fig. 4.2.c - Grado di consolidazione U_z per più isocrone, con isocrona iniziale uniforme e drenaggio nei due sensi

U_m	T_v
0	0
5	0.0017
10	0.0077
15	0.0177
20	0.0314
25	0.0491
30	0.0707
35	0.0962
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.286
65	0.342
70	0.403
75	0.477
80	0.567
85	0.684
90	0.848
95	0.129
100	∞

Fig. 4.2.d - Valori di U_m in relazione a T_v per una isocrona iniziale costante con la profondità

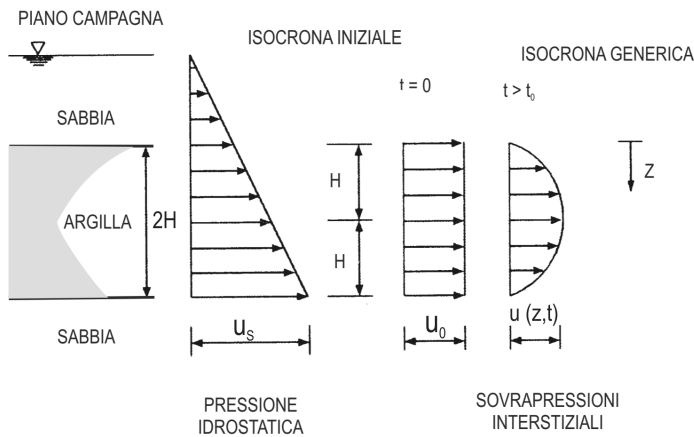


Fig. 4.2.a - Isocrona iniziale costante con la profondità

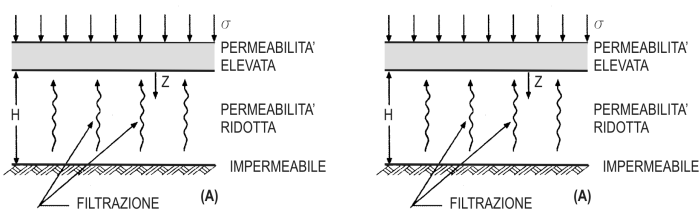


Fig. 4.2.b - Condizioni di filtrazione al contorno: a) solo verso l'alto; b) verso l'alto e verso il basso

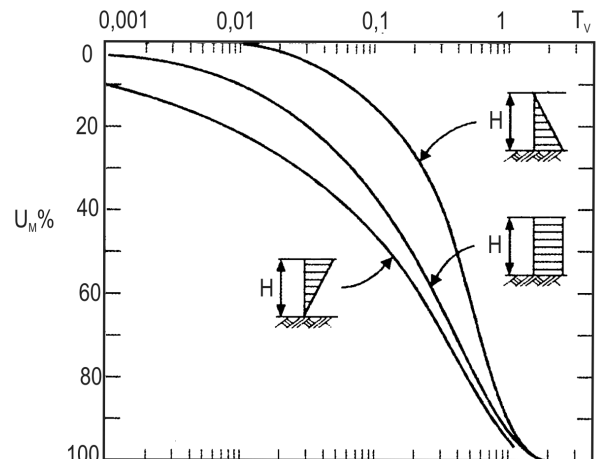


Fig. 4.2.e - Grado di consolidazione medio per diverse isocrone iniziali (Janbu et Al., 1956)

Con il suo procedimento (fig. 4.2.1.a) mette in relazione il tempo necessario per ottenere nella prova di compressione edometrica un abbassamento del provino pari al 50% del cedimento di consolidazione con

$$T_v = 0.197; \quad U_m = 50 \text{ (fig. 4.2.d)}$$

Metodo di Taylor (1948)

La figura 4.2.1.b mostra la rappresentazione dei cedimenti in funzione di \sqrt{t} per la determinazione del coefficiente di consolidazione.

Dopo aver graficizzato i cedimenti in funzione di \sqrt{t} la curva si interpola con una retta e, per tentativi, si posiziona il segmento AC con ascisse maggiori del 15% rispetto all'ascisse di AB.

Dall'intersezione di AB con la curva dei cedimenti si individua t_{90} .

Per $U = 0.9$, si avrà dalla figura 4.2.d:

$$c_v = \frac{H^2 \cdot 0.848}{t_{90}} \quad \Delta H_{100} = \frac{10}{9} \Delta H_{90}$$

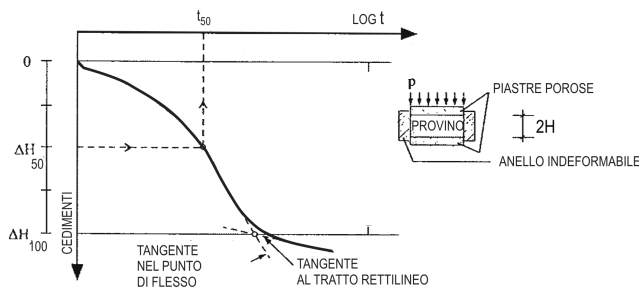


Fig. 4.2.1.a - Metodo di Casagrande. Determinazione di C_v

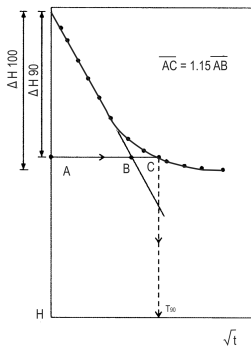


Fig. 4.2.1.b - Metodo di Taylor. Determinazione del coefficiente di consolidazione

4.3. CONSOLIDAZIONE SECONDARIA

Il coefficiente di consolidazione secondaria c_a si esprime con il seguente rapporto:

$$c_a = - \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

che, in termini di deformazioni, è in analogia con:

$$R_a = - \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log t} = \frac{c'_a}{(1 + e_0)}$$

può essere ritenuto costante per $t > t_{100}$, cioè per intervalli di tempo di interesse pratico con $\frac{c_a}{c_c} =$ costante per ogni tipo di terreno.

Da riscontri empirici:

$$\frac{c_a}{c_c} = 0.04 \pm 0.01 \quad \text{per argille inorganiche;}$$

$$\frac{c_a}{c_c} = 0.05 \pm 0.01 \quad \text{per argille organiche.}$$

4.4. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Qualsiasi tipo di roccia, sciolta (terreno) o lapidea sotto l'azione dei carichi trasmessi da un edificio subisce una deformazione (fig. 4.4.a).

Questo fenomeno che, tranne che per le rocce detritiche o in forte condizione di fratturazione, è più ricorrente ed evidente nei terreni, si manifesta durante la sua costruzione, esaurendo in questa fase la parte di deformazione più cospicua e terminando il suo decorso con micro-deformazioni in tempi lunghi tanto da farne perdere la percezione.

L'esperienza ha portato a formulare alcune distinzioni sull'ammissibilità di cedimenti per le diverse parti di un edificio, strutturali e non (fig. 4.4.b). In particolare le massime deformazioni rispetto all'orizzontale sono le seguenti (Skempton e Mc Donald, 1956):

- per tamponature: $\arctg \beta \leq 1/300$
- per telai in cemento armato: $\arctg \beta \leq 1/150$
- per strutture in muratura portante il rapporto di inflessione Δ/L , affinché non si producano lesioni deve essere:

$$\Delta/L \leq 2 \cdot 10^{-4} \text{ per } L/H = 1 \quad \Delta/L \leq 4 \cdot 10^{-4} \text{ per } L/H = 5$$

Nei terreni sabbiosi i cedimenti ammissibili sono i seguenti (Grant 1974):

- per fondazioni a plinti isolati:

$$S_{\max} \text{ (mm)} = 15000 \cdot \beta_{\max}$$
- per fondazioni a platea:

$$S_{\max} \text{ (mm)} = 18000 \cdot \beta_{\max}$$
 che, per $\arctg \beta \leq 1/500$ corrisponde a cedimenti massimi di 30 mm per i plinti e di 36 mm per le platee.

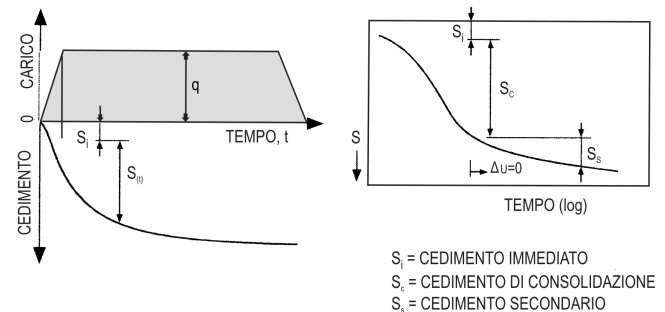


Fig. 4.4.a - Andamento dei cedimenti prodotti da un carico su un terreno coesivo

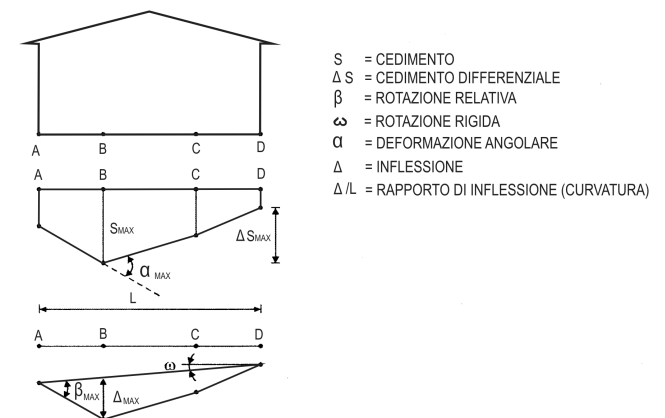


Fig. 4.4.b - Definizione dei cedimenti di una struttura (Burland et Al., 1977)

Questa tecnica è frequentemente utilizzata per la realizzazione di nuove opere, in particolare di tipo stradale o ferroviario, ma è utilmente adottata anche per il consolidamento di fondazioni esistenti.

Si ricordano gli interventi, in Italia, su edifici della centrale dell'Agip di Falconara (Botto e Capolupo, 1989).

L'utilizzo del Jet Grouting all'estero è riportato da Durgunoglu et Al., 2001, Popa et Al., 2001, Saglamer et Al., 2001, Ichihashi e Kubo, 1992.

Una sua applicazione molto interessante è descritta da Toh et Al., 2001 diretta al miglioramento delle capacità meccaniche del terreno entro il quale successivamente sono stati eseguiti i pali di fondazione.

11.1. LA TECNOLOGIA

Il Jet Grouting è ormai largamente utilizzato in tutto il mondo per la sua adattabilità di esecuzione in impieghi molto diversi ed in condizioni particolarmente difficili, in spazi limitati interni, all'aperto o in sotterraneo.

Il metodo costruttivo consiste nell'iniezione di miscele cementizie fluide, proiettate ad alta pressione nel terreno attraverso uno o più ugelli situati all'estremità di aste metalliche cave.

Questa operazione produce la disgregazione del terreno e la successiva miscelazione della parte rimossa con il fluido iniettato e la conseguente cementazione del particolare calcestruzzo così ottenuto.

Il terreno cementato e indurito, definito *soilcrete*, assume una forma a colonna il cui diametro è funzione del tipo di terreno e del metodo di iniezione.

Il metodo da adottare per ogni trattamento deve essere stabilito prima dell'intervento a seguito di accertamenti sperimentali, in un campo prova nell'area di applicazione o nelle sue immediate vicinanze.

L'incertezza determinata dal procedimento costruttivo di queste colonne conduce all'esigenza di adottare modellazioni di calcolo semplici ed affidabili che permettano, in fase di progetto, di tenere in conto la variabilità geometrica e soprattutto meccanica che il trattamento comporta.

La normativa per questa tecnologia non è di grande aiuto. Si può ricorrere ad una norma europea (EN 12716: *Execution of special geotechnical works - Jet Grouting*) diretta specificatamente agli aspetti tecnologici esecutivi, ma meno riferita a quelli progettuali.

Il trattamento si compone di due fasi: la perforazione e il trattamento.

La perforazione è eseguita con una batteria di aste cave la cui estremità inferiore viene portata fino alla profondità prevista quale inizio a salire del trattamento.

Questa operazione avviene per rotazione o rotopercolazione con l'utilizzo di un'apposita testa perforativa.

Il trattamento avviene dopo l'estrazione delle aste, con l'iniezione dei fluidi da uno o più ugelli collocati sulla parte terminale delle aste.

L'ultima asta, quella sulla quale sono posti gli ugelli viene chiamata monitor.

La risalita parziale dei fluidi iniettati costituisce lo spurgo del foro, cosicché anche se parte dei fluidi immessi viene allontanata, senza possibilità di riutilizzo, si riesce ad avere garanzia che la velocità del getto sia giustamente elevata e non avvengano depositi di fluidi all'interno del terreno.

Proprio il ristagno dei fluidi all'interno del foro è un'eventualità da evitare nel Jet Grouting perché potrebbe essere la causa di un aumento della loro pressione e del conseguente insorgere di indesiderabili meccanismi di interazione con il terreno, quali la *idrofratturazione* o il *claquage*.

Tre sono le categorie dei procedimenti esecutivi oggi praticati: *monofluido*, *bifluido* e *trifluido*.

Il sistema *monofluido* fu il primo ad essere utilizzato nel 1962 su ghiaie poco addensate.

La figura 11.1.a mostra lo schema del trattamento monofluido che viene eseguito su una perforazione di piccolo diametro (max 10 cm) con circolazione di acqua e fanghi bentonitici o miscela di cemento e acqua per stabilizzare le pareti del foro. L'iniezione ad alta pressione avviene facendo risalire il monitor dal fondo.

Dagli ugelli viene iniettato un unico fluido, in genere miscela di cemento e acqua (boiaccia), con eventuali additivi.

Le colonne formate con il sistema monofluido sono risultate di diametro minore di quelle ottenute con il bifluido o il trifluido.

Molte volte in questo sistema si può ricorrere ad un monitor autoporforante, nel quale coesistono gli ugelli di iniezione e l'utensile di perforazione, cosicché possono essere realizzate, contemporaneamente, sia la perforazione che l'iniezione (fig. 11.1.b).

Il sistema *bifluido* si avvale dell'iniezione contemporanea di miscele cementizie ed aria entrambe espulse ad alte pressioni (fig. 11.1.c). L'aria compressa viene espulsa da un ugello coassiale a quello della miscela cementizia, ciò permette di aumentare l'efficacia idrodinamica con il confinamento del getto, evitando la riduzione della velocità della miscela dopo il suo allontanamento dall'ugello e la conseguente dissipazione di energia sul contorno del getto (fig. 11.1.d).

Il sistema *trifluido* è indicato anche come metodo Kajima, con il nome dell'industria che lo brevettò.

La figura 11.1.e mostra che l'azione disgregante di questo metodo è prodotta da getti coassiali di acqua per mezzo, anche in questo caso, di un doppio ugello (fig. 11.1.f).

L'acqua ad alta pressione produce una prima disgregazione del terreno che parzialmente viene asportato con la contemporanea fase della risalita dello spurgo. La miscela cementizia che in questo caso svolge una minore azione disgregante, è essenzialmente finalizzata alla miscelazione con il terreno e al riempimento di ogni cavità con l'aria e l'acqua in pressione.

La miscela di iniezione nel Jet Grouting è composta da acqua e cemento, quasi sempre con l'aggiunta di additivi. Il rapporto acqua/cemento è compreso tra 0.6 e 1.5.

La densità del cemento nella miscela dipende dal tipo di terreno da trattare: non può essere superato il valore di 1.5.

Il materiale consolidato (*soilcrete*) possederà caratteristiche meccaniche dipendenti dalla corretta metodologia dell'intervento e, soprattutto, dal rapporto acqua/cemento scelto.

La permeabilità del terreno è un fattore determinante nella scelta di tale rapporto. Ad esempio miscele acqua/cemento = 1 sono dilavabili, asportabili dagli interstizi e non riescono a consolidare il terreno per velocità di filtrazione pari a 1÷2 cm/s.

In questo caso sarebbe idoneo ricorrere a miscele con additivi che garantiscano una presa più rapida e una opposizione al dilavamento.

L'uso della bentonite in terreni fortemente granulari è utile per aumentare l'inerzia a tale fenomeno altamente negativo ma, il

contempo, riduce fortemente la resistenza dell'impasto consolidato.

Nel campo degli edifici monumentali, come per qualsiasi intervento sulle fondazioni con i micropali o con i pali, è importante collegare le colonne verticali o inclinate di Jet Grouting con le fondazioni esistenti procedendo con particolare cura ed attenzione per non provocare alterazioni alla struttura sovrastante durante la loro costruzione.

In alcuni casi, quando è impedita la risalita del fluido di iniezione, nella fase di spurgo a causa del franamento delle pareti del foro di trattamento, si è riscontrato un rigonfiamento del piano di campagna o del pavimento dell'edificio su cui viene eseguita l'opera.

La figura 11.1.g mostra alcuni metodi di intervento con questa tecnologia, con colonne inclinate *a cavalletto*, verticali sui due lati della fondazione e inclinate eseguite su un solo lato dall'esterno dell'edificio, queste ultime quando gli ambienti interni non consentono, per motivi di spazio, l'entrata del macchinario o quando ancora si cerca di evitare l'immane danneggiamento del vano abitato.

Il collegamento alle fondazioni dell'edificio avviene tramite barre o tubi di acciaio inseriti nella colonna di Jet Grouting alla fine del processo di iniezione e successivamente resi solidali alla fondazione con cordoli di c.a. e perforazioni armate o profilati d'acciaio passanti.

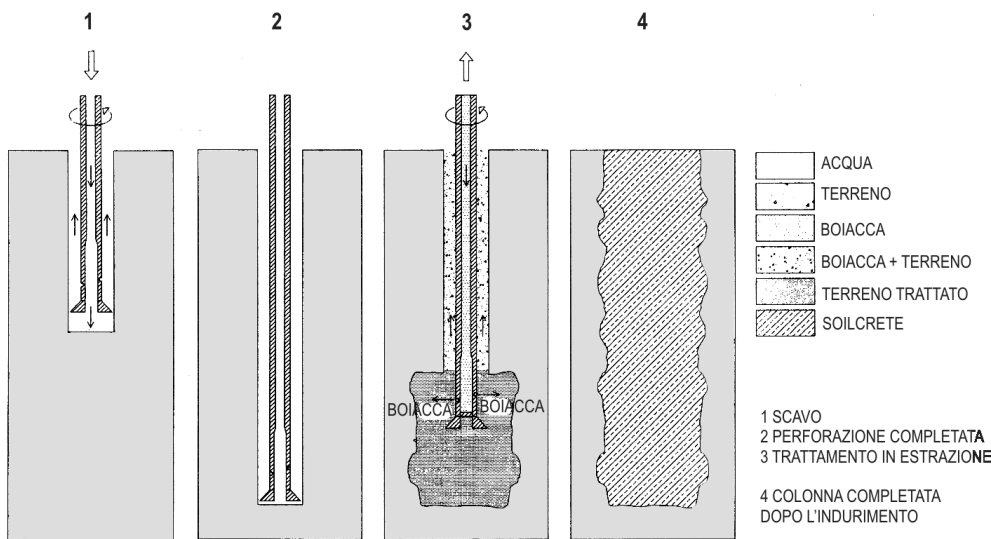


Fig. 11.1.a – Jet Grouting: sistema monofluido (P. Croce, A. Flora, G. Modoni, 2004)

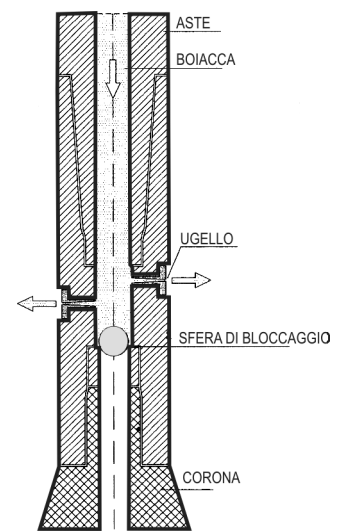


Fig. 11.1.b – Jet Grouting: monitor monofluido

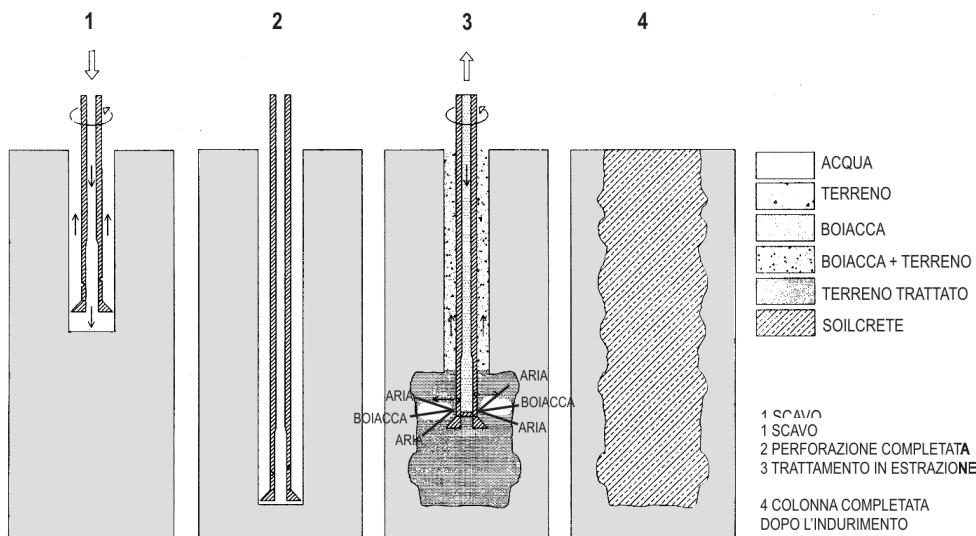


Fig. 11.1.c – Jet Grouting: sistema bifluido (P. Croce, A. Flora, G. Modoni, 2004)

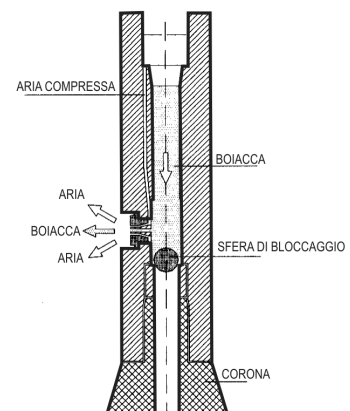


Fig. 11.1.d – Jet Grouting: monitor bifluido

16.1. PARATIE FLESSIBILI CON MICROPALI

Questo tipo di opera, realizzata con l'accostamento di micropali, è diffusamente, ma impropriamente, chiamata "Berlinese". In realtà il termine indica paratie costituite da profilati d'acciaio a doppio "T" infissi a pressione e/o percussione tra i quali si pone un tavolato, per ottenere un diaframma continuo.

Nel caso in esame, i pali sono circolari, di piccolo diametro e armati con tubi profilati d'acciaio. Il foro è saturato con miscela di cemento e acqua additivate con sostanze chimiche antiritiro (fig. 16.1.w).

La paratia formata da elementi esili, come si può facilmente prevedere, possiede una limitata resistenza flessionale per cui necessita, a seconda delle altezze, di tirantature collegate tra di loro da una trave di ripartizione composta quasi sempre da una coppia di profilati d'acciaio a doppio T (HE o IPE o UPN) (figure 16.1.x e 16.1.y).

Gli ancoraggi sono costituiti da tiranti composti da gruppi di trefoli d'acciaio armonico o di barre rigide di tipo Dywidag (contrasti attivi) oppure da micropali inclinati (contrasti passivi), anche se quest'ultima soluzione viene adottata raramente perché generalmente non risolutiva (Cfr. Capitolo 15).

Ai contrasti attivi viene conferita una tesatura ad ogni singolo trefolo per raggiungere uno stato di presollecitazione tale da assorbire tutte le loro cadute di tensione o, proprio nel caso di paratie flessibili in esame, per contenere il più possibile le deformazioni (fig. 16.1.z).

Si consiglia di ricorrere alle paratie di micropali tirantati solo per interventi "a breve termine" che permettano di contenere una parete di scavo verticale, laddove è impossibile, per motivi di natura geologica o per mancanza di adeguati spazi, ospitare macchinario di dimensioni notevoli per la perforazione e il getto di pali di grande diametro in c.a..

La costruzione di paratie flessibili tirantate per il contenimento del terreno in prossimità di un edificio esistente, indispensabili per eseguire uno scavo o per inibire un qualsiasi dinamismo dovuto allo scalzamento della sua fondazione in prossimità di un pendio instabile, deve avvenire con particolare attenzione onde evitare deformazioni alla struttura.

Talvolta queste, proprio per la loro caratteristica di utile o indispensabile provvisorietà, terminano la loro funzione e vengono sostituite dall'opera definitiva di sostegno.

La loro limitatezza temporale è determinata principalmente dai seguenti motivi:

- difficoltà di impedire il processo di ossidazione dell'armatura della paratia a causa del persistente contatto con il suolo e dell'impossibilità di isolamento all'aria. Particolare vulnerabilità all'ossidazione è mostrata dai trefoli d'acciaio, perennemente in uno stato di tensione. I punti più vulnerabili sono individuati nell'intero loro sistema di bloccaggio (cunei, piastra ecc.);
- impossibilità di garantire uno stato tensionale negli ancoraggi per tutta l'esistenza dell'opera a causa dell'inevitabile rilassamento soprattutto del sistema di bloccaggio (fig. 16.1.w).

Non minore importanza o incertezza nei riguardi dell'integrità della struttura da consolidare comporta la perforazione per i tiranti quando questa vada ad interessare il sottosuolo dell'edificio, sia per l'asportazione del terreno, sia per l'influenza su un eventuale falda freatica o più frequentemente in pressione,

che per lo stato di sollecitazione che l'intero sistema di ancoraggio può produrre in termini tensionali nel terreno sottostante. L'attuale possibilità di ricorso ad adeguati programmi di calcolo per analizzare l'interazione tra una paratia di micropali ancorata mediante livelli multipli di tiranti, il terreno e/o l'edificio limitrofo consente di studiare il suo comportamento, analizzando, per ogni fase di lavoro, l'evolversi delle deformazioni delle tensioni del sistema strutturale.

Per fornire un'immagine qualitativa, d'ausilio alla progettazione, del comportamento di una paratia durante le fasi della sua costruzione, a titolo di esempio e di indirizzo, saranno riportati importanti studi di Bertero e Lancellotta (1979) su una paratia di micropali composta da quattro livelli di tiranti (fig. 16.1.a). In questa figura sono riportate le quattro fasi costruttive della paratia.

Il tipo di terreno considerato è uniforme e incoerente con un angolo di attrito $\varphi' = 30^\circ$.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono i seguenti:

$$k_a = 0.279 \qquad k_p = 4.807$$

Quello di spinta a riposo: $k_0 = 0.5$

Il peso di volume del terreno è $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ (18 kN/m^3).

Il modulo di elasticità E_h è stato ritenuto variabile con la profondità secondo la seguente relazione:

$$E_h = m (p_0)^{0.5}$$

nella quale

p_0 è la pressione a riposo

m un coefficiente di variabilità pari a 70, 140, 280.

Il primo esame è stato effettuato sull'influenza della variabilità di E_h (con $m = 70, 140, 280$) con l'assunzione di una rigidità flessionale per la paratia ancorata pari a $5 \times 10^{11} \text{ kg/cm}^2$ che corrisponde ad un suo spessore pari a 60 cm.

Gli Autori hanno poi distinto l'analisi nei due casi: tiranti (ancoraggi) attivi (pretesi) e tiranti passivi (micropali inclinati).

Le sollecitazioni di trazione ipotizzate sui tiranti attivi sono state di:

$F_{1i} = 6 \text{ t/m}$. Tiranti del primo livello.

$F_{2i} = 20 \text{ t/m}$. Tiranti del secondo livello.

$F_{3i} = 25 \text{ t/m}$. Tiranti del terzo livello.

$F_{4i} = 28 \text{ t/m}$. Tiranti del quarto livello.

Le costanti elastiche in trazione dei trefoli dei tiranti sono state assunte pari a 3000 kg/cm.

Per i micropali sono state ipotizzate costanti elastiche in compressione di 10000 kg/cm.

Le figure 16.1.b, 16.1.c, 16.1.d e 16.1.e riportano i diagrammi dei momenti flettenti per ognuna delle quattro fasi di lavoro.

La figura 16.1.f mostra la variazione degli sforzi nei tiranti al progredire della costruzione dell'opera.

Le figure 16.1.g, 16.1.h e 16.1.i contengono i diagrammi sovrapposti, dei momenti flettenti prodotti in ogni fase di intervento per i tre valori di m calcolati.

Le figure 16.1.j, 16.1.k, 16.1.l e 16.1.m rappresentano gli andamenti delle deformazioni della paratia.

Le figure 16.1.n, 16.1.o, 16.1.p e 16.1.q evidenziano l'andamento dei momenti flettenti su una paratia che utilizza ancoraggi passivi.

Questo confronto tra tiranti attivi e ancoraggi passivi consente di valutare l'influenza del tipo di vincolo sul comportamento della paratia.

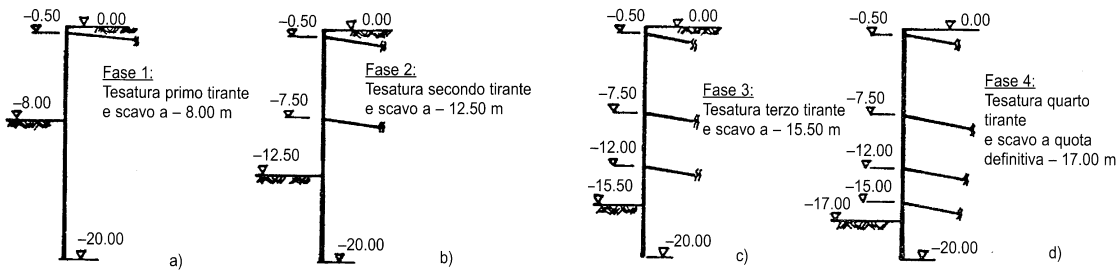


Fig. 16.1.a – Paratia con quattro livelli di tiranti. Fasi costruttive

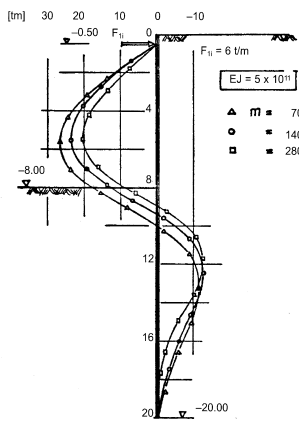


Fig. 16.1.b – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Fase 1 di scavo. Momenti flettenti

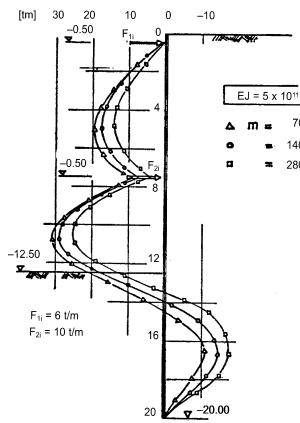


Fig. 16.1.c – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Fase 2 di scavo. Momenti flettenti

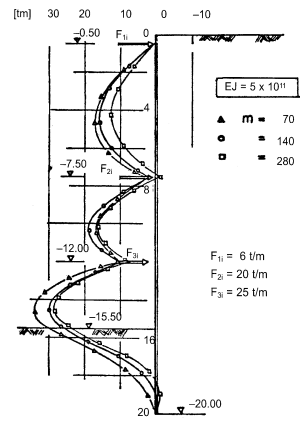


Fig. 16.1.d – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Fase 3 di scavo. Momenti flettenti

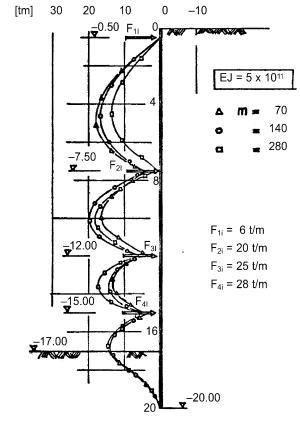


Fig. 16.1.e – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Fase 4 di scavo. Momenti flettenti

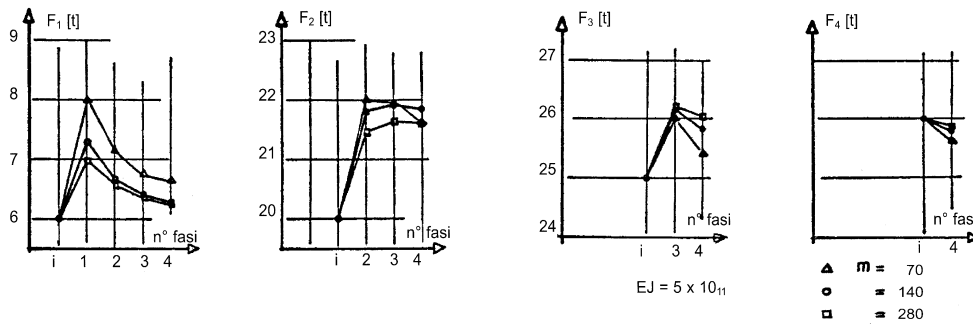


Fig. 16.1.f – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Variazione degli sforzi dei tiranti al progredire della costruzione dell'opera e dello scavo

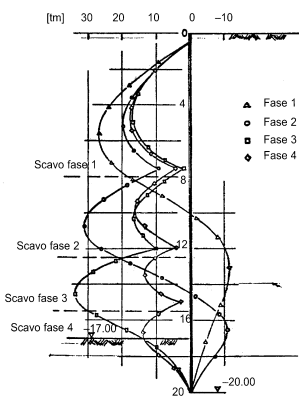


Fig. 16.1.g – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Diagrammi sovrapposti dei momenti flettenti per $m = 70$

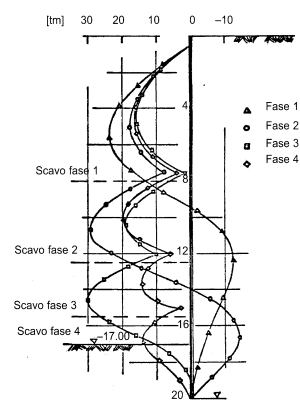


Fig. 16.1.h – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Diagrammi sovrapposti dei momenti flettenti per $m = 140$

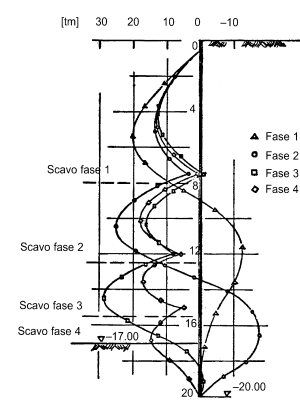


Fig. 16.1.i – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Diagrammi sovrapposti dei momenti flettenti per $m = 280$

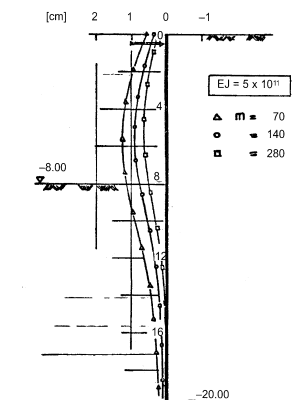


Fig. 16.1.j – Paratia con tiranti attivi su quattro livelli. Fase 1 di scavo. Diagramma delle deformazioni

24.1. IRRIGIDIMENTO DEI SOLAI LIGNEI MEDIANTE DOPPIO TAVOLATO

Un intervento di questo genere comporta la chiodatura o il fissaggio tramite viti alle orditure portanti di un tavolato di irrigidimento dello spessore di 3÷4 cm, eventualmente ammorsato tra le parti con una linguetta di metallo, con un tenone o con una battuta semplice.

Generalmente si ricorre ad un'essenza lignea meno deformabile di quella del resto del solaio. Nel caso di figura 24.1.a il tavolato di supporto è ortogonalmente collegato a quello esistente con viti autofilettanti di acciaio inox e/o chiodi, anch'essi inox, nonché con collanti resistenti all'umidità.

Un'alternativa al tavolato è quella del compensato multistrato in pannelli di spessore minimo di 20 mm, avente struttura simmetrica composta da non meno di sette fogli di pino europeo o abete rosso per usi strutturali.

L'ancoraggio del solaio così rinforzato alle murature perimetrali potrà avvenire per mezzo di piatti d'acciaio anch'essi fissati con chiodi o viti (fig. 24.1.b).

La figura 24.1.c mostra il collegamento tra solai limitrofi separati da una parete portante ottenuto, anche in questo caso, con due piatti d'acciaio posti ad X e fissati al tavolato.

La figura 24.1.d contiene l'intervento di rinforzo di un solaio in legno con profilati piatti d'acciaio (meglio se inossidabile) posti all'estradosso delle orditure principali per incrementarne l'inerzia.

È importante che, prima della posa in opera di qualsiasi nuova struttura di rinforzo, il solaio sia sostenuto con puntelli a vite che possano conferire una lieve presollecitazione verso l'alto tanto da vincere la deformazione dovuta al peso e da elevarlo per un minimo oltre orizzontalità così da ottenere una sua immediata partecipazione strutturale dopo l'intervento e la conseguente rimozione del sostegno.

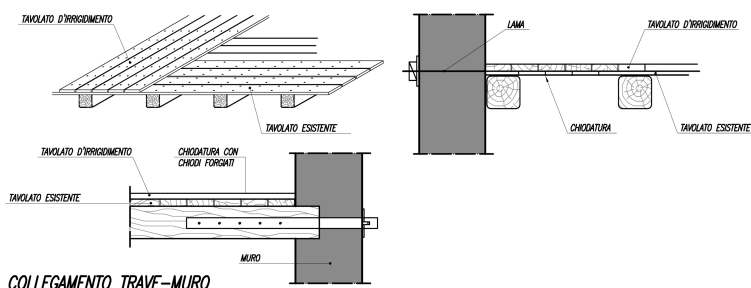


Fig. 24.1.a – Irrigidimento dei solai lignei mediante doppio tavolato

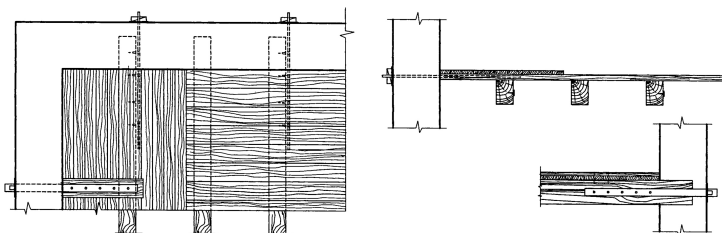


Fig. 24.1.b – Ancoraggio con piatti d'acciaio del solaio ligneo alle murature perimetrali

24.2. IRRIGIDIMENTO DEI SOLAI LIGNEI MEDIANTE SOLETTE DI CALCESTRUZZO ALLEGGERITO ARMATO

Il collegamento tra struttura portante e nuova caldana di calcestruzzo di cemento armato alleggerito avviene tramite connettori d'acciaio preposti a sopportare le azioni taglianti determinate dalle due parti sovrapposte in propensione allo scorrimento reciproco (fig. 24.2.a).

Il calcestruzzo da utilizzare per la soletta di irrigidimento dovrà essere alleggerito, avere un peso per unità di volume pari a $\gamma = 1200 \text{ kg/cm}^3$ e raggiungere una resistenza $R_{ck} \geq 150 \text{ kg/cm}^2$. Per ottenere una sicura reversibilità si consiglia $R_{ck} \geq 70\div 80 \text{ kg/cm}^2$. La leggerezza potrà essere acquisita ricorrendo ad inerti di argilla espansa, polistirolo o vermiculite espansa.

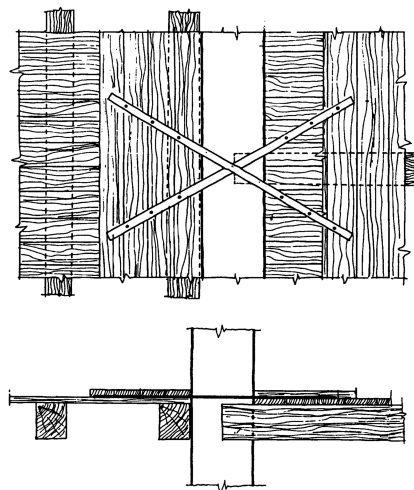


Fig. 24.1.c – Collegamento tra solai limitrofi separati da una parete portante ottenuto con due piatti d'acciaio posti a X sul tavolato e sulle orditure sottostanti

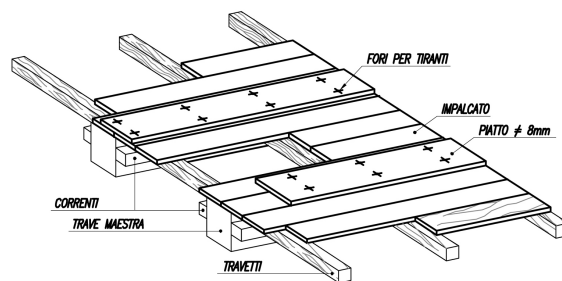
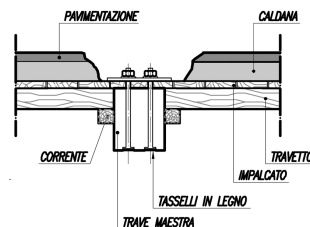


Fig. 24.1.d – Rinforzo di un solaio in legno con profilati piatti d'acciaio posti all'estradosso delle orditure principali



Il collegamento planare della soletta alle murature perimetrali si assicura con ancoraggi consistenti in perforazioni armate con barre d'acciaio filettate o nervate inserite in fori saturati con resine epossidiche bicomponenti a media densità e con maturazione del 70% raggiunta entro 30 minuti (fig. 24.2.b).

La figura 24.2.c contiene il particolare di un profilato a L di collegamento trasversale di tutti gli ancoraggi, posto a contatto con la muratura portante e ad essi collegato tramite saldatura.

I connettori con barre o perni d'acciaio sono i più semplici dal punto di vista operativo (figure 24.2.d, 24.2.e e 24.2.f).

Sono sufficienti barre filettate o nervate, piegate a 90° da inserire in fori eseguiti sulle membrature principali del solaio.

I connettori sono doppi, con piegature contrapposte, nella soluzione rappresentata nella figura 24.2.g, adatta per aumentare la resistenza al taglio tra soletta e struttura portante.

Il connettore delle figure 24.2.h e 24.2.i è del tipo "Tecnaria", formato da una base con quattro punte che vengono infisse a percussione sulla trave da rinforzare e dal perno di connessione vero e proprio, saldato su di essa. Il fissaggio sulla struttura è ottenuto con due viti a teste poligonali.

I connettori riportati nelle figure 24.2.j e 24.2.k sono formati da barre d'acciaio sagomate, utili quando sulla trave portante di legno da consolidare è stata applicata una piastra d'acciaio profilato.

In questo caso può essere fatto ricorso anche alla soluzione di figura 24.2.l che propone i connettori all'estradosso, sempre su piatto d'acciaio di rinforzo, formati da spezzoni di profilato UPN.

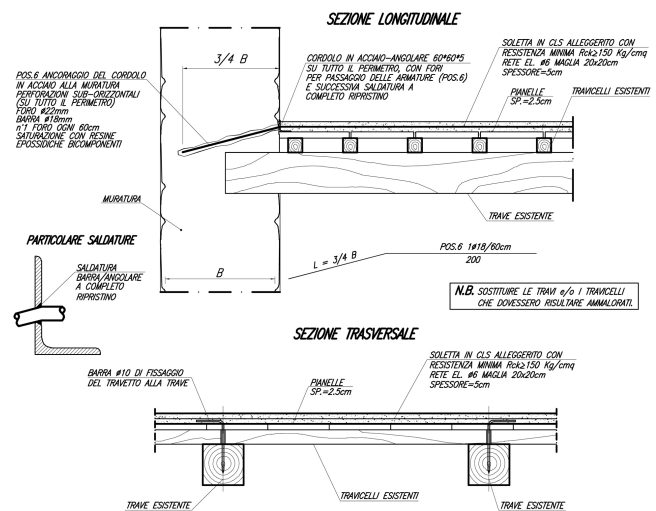


Fig. 24.2.a – Collegamento della soletta in calcestruzzo alleggerito armato con connettori d'acciaio alle orditure portanti

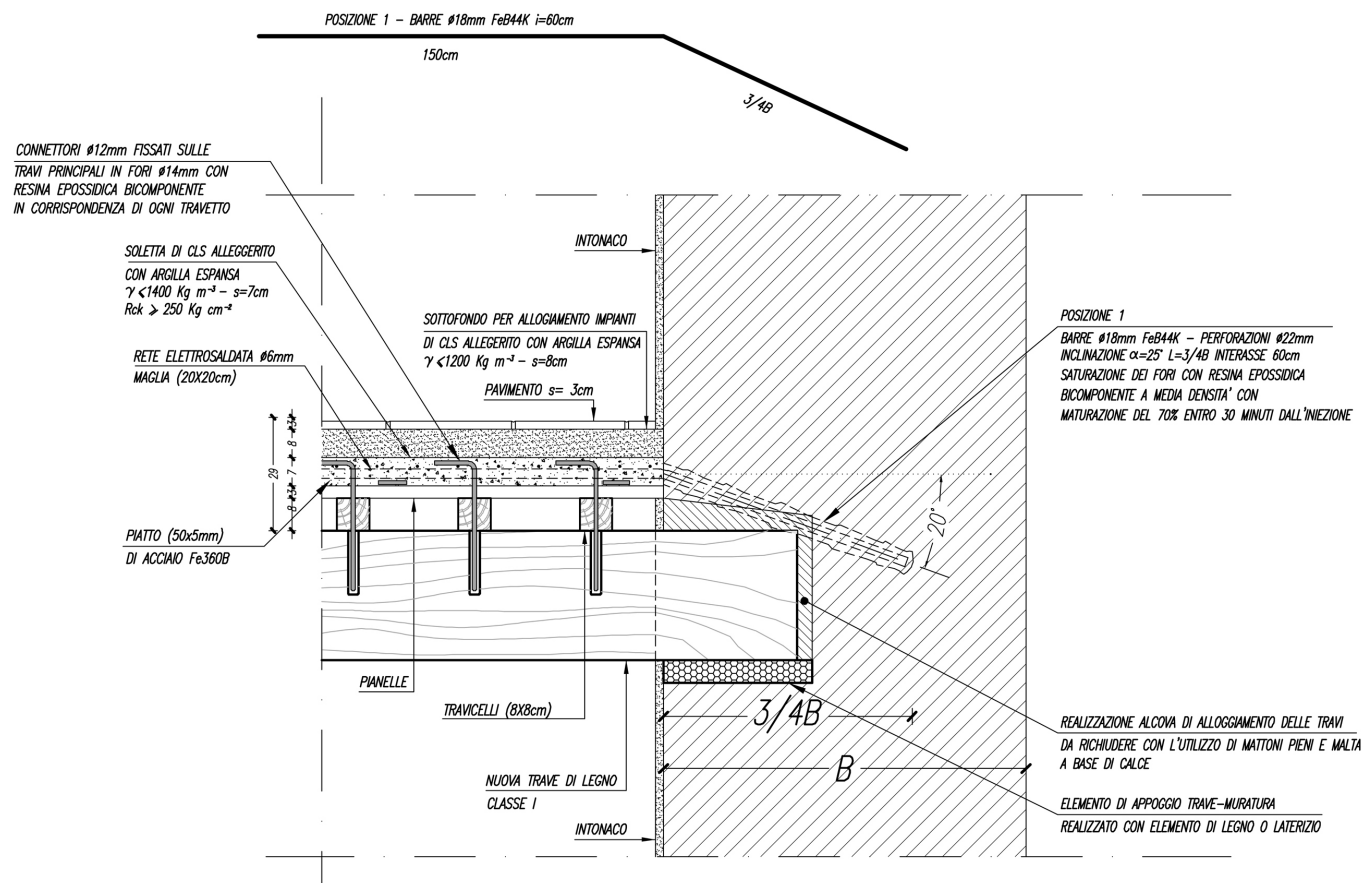


Fig. 24.2.b – Collegamento della soletta in calcestruzzo alleggerito alle murature portanti perimetrali per mezzo di perforazioni armate

La normativa vigente per i lavori di rinforzo delle scale in muratura portante richiede di adottare tecniche che *non alterino i caratteri architettonici e il loro valore tipologico e formale* proprio perché esse, nella storia dell'edificio, rappresentano la vera testimonianza delle intenzioni progettuali originarie il cui segno deve essere mantenuto e rimanere preminente nella conservazione del bene.

L'esempio di figura 29.a descrive l'intervento di rinforzo di una scala in muratura da eseguire totalmente al suo intradosso, senza rimuovere alcuna parte strutturale, architettonica e funzionale. Si ricorre al sistema di consolidamento con le fasciature d'acciaio profilato (Cfr. par. 22.4) fissate al corpo della scala con perni meccanici o con ancoraggi chimici.

L'opera prevede tre fasce longitudinali e quattro trasversali di rinforzo, ancorate alle pareti, che al termine saranno occultate dall'intonaco.

La figura 29.b invece riguarda una ricostruzione di una scala danneggiata da un sisma, da eseguire con travetti portanti, a sbalzo, incastrati nel muro, posti ad un interasse minimo dettato dalle pianelle sovrastanti.

Il nuovo sistema strutturale è composto da una soletta di calcestruzzo di cemento alleggerito ($R_{ck} \geq 14.700 \text{ kPa}$ (150 kg/cm^2) e $\gamma \leq 1200 \text{ kg/m}^3$) con inerti di argilla espansa o polistirolo ecc.,

gettata sopra le pianelle, con al suo interno un'armatura costituita da una rete elettrosaldata.

La soletta è collegata ai travetti per mezzo di connettori d'acciaio a semplice squadretta (Cfr. par. 24.2) che conferiscono al sistema travetto in c.a.-soletta dignità di sezione mista calcestruzzo-legno, aumentandone sensibilmente la resistenza.

Perforazioni armate con barre, in questo caso nervate, in seguito inglobate nel getto della stessa, costituiscono un primo, indispensabile legame tra la scala e la muratura portante.

Alcune squadrette ottenute con spezzoni d'acciaio ($1 \phi 12/15 \text{ mm}$) formano l'ancoraggio dei gradini.

Per un ulteriore definitivo rinforzo della scala si può prevedere una fascia che non sarà visibile perché finirà sotto l'intonaco, collegata al muro da ancoraggi costituiti da profilati a L d'acciaio da fissare alla parete con barre filettate, tramite resine epossidiche bicomponenti. Questo contributo strutturale aggiunto fa aumentare la resistenza al taglio della muratura in corrispondenza dell'incastro dei travetti e lievitare l'inerzia d'insieme.

Tutte le perforazioni armate dovrebbero garantire la giusta presa alla struttura muraria non inferiore a $3/4 B$ (essendo B il suo spessore) del suo spessore.

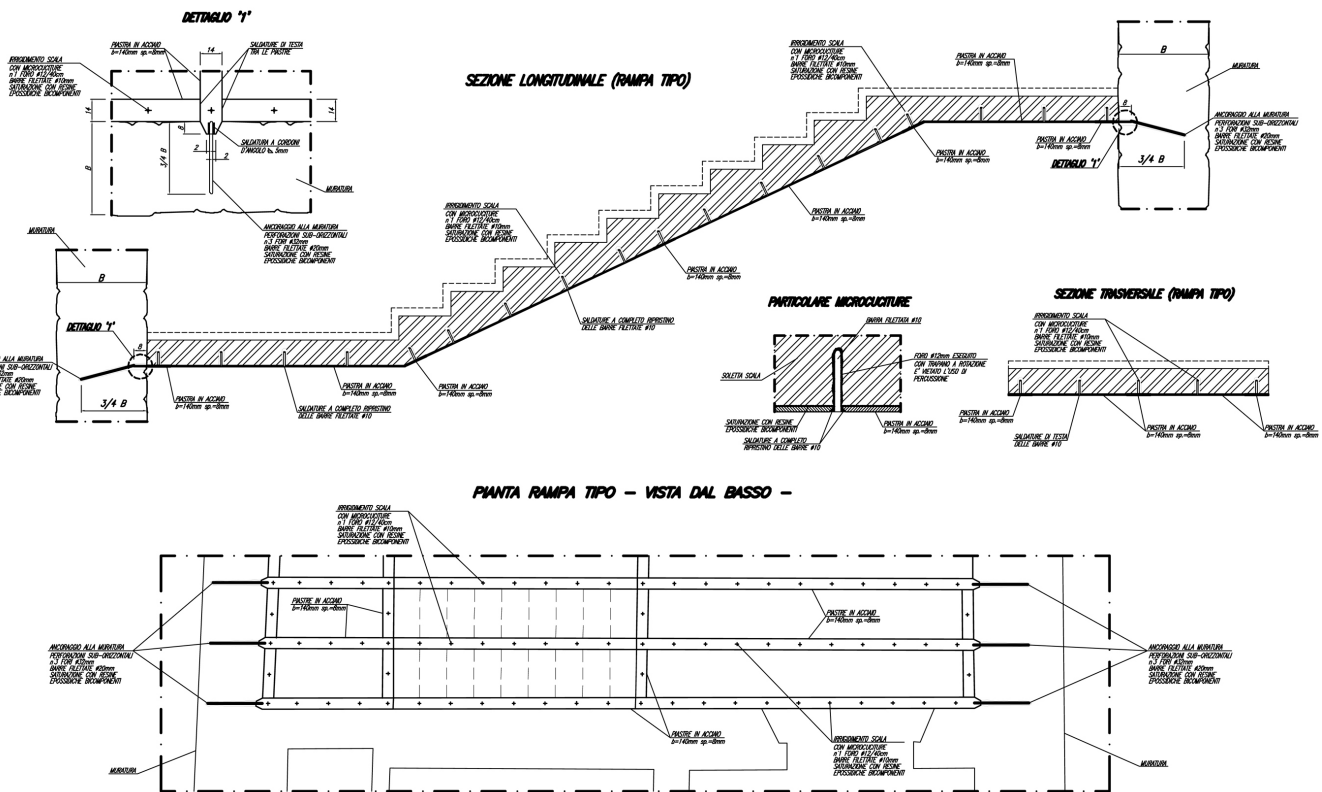


Fig. 29.a – Rinforzo di una scala con fasce d'acciaio e perni meccanici o chimici