

## XV. CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI

(Prof. Ing. GIOVANNI MENDITTO, Prof. Ing. ANTONIO MIGLIACCI  
e Prof. Ing. SERGIO TATTONI)

### 15.1. Considerazioni generali

**15.1.1. DEFINIZIONI.** — Il consolidamento degli edifici ha per oggetto l'insieme di opere occorrenti per conferire loro le necessarie caratteristiche di sicurezza e fruibilità in funzione del loro utilizzo attuale e futuro. Più precisamente il consolidamento statico presuppone una o più delle seguenti attività:

— *ripristino*, ossia l'insieme di operazioni volte a conferire all'opera le sue caratteristiche originarie;

— *rafforzamento*, ossia l'insieme di operazioni volte a conferire all'opera la capacità di sostenere azioni della stessa natura di quelle originarie; ma di maggiore intensità (p. es. aumento del carico utile di un solaio);

— *adeguamento*, ossia l'insieme di operazioni volte a conferire all'opera la capacità di sostenere azioni di natura diversa da quelle per le quali era stata originariamente costruita (p. es. adeguamento sismico).

**15.1.2. INDAGINI E RILIEVI.** — Prima di orientarsi verso una qualsiasi soluzione di recupero occorre:

a) raccogliere i dati generali riguardanti l'organismo edilizio da recuperare (identificazione catastale, periodo di costruzione, destinazione d'uso, ecc.);

b) reprimere, se possibile, il suo progetto originario in modo da poter risalire alle tecnologie costruttive, ai materiali impiegati ed al modello di calcolo adottato;

c) nel caso di costruzioni eseguite in modo empirico o nel caso in cui non si conosca il modello di calcolo adottato per l'analisi strutturale, occorre postulare un modello sulla base della conoscenza dell'evoluzione storica della Teoria e della Tecnica delle Costruzioni e della propria esperienza;

d) ricostruire la storia di tale modello attraverso l'evoluzione che questo può avere subito nel tempo, per effetto d'interventi successivi e per causa del degrado;

e) valutare le tecnologie utilizzate nelle diverse fasi esecutive, il tempo impiegato per la costruzione, la natura del terreno fondazionale e l'interazione con le fondazioni delle eventuali opere adiacenti;

f) esaminare la struttura dell'organismo da recuperare nei suoi singoli elementi per distinguere le zone integre da quelle interessate da degrado, estendendo l'ispezione anche alle parti non direttamente visibili;

g) effettuare rilievi in sito, sia per definire la geometria e la consistenza dell'organismo edilizio, sia per accertare eventuali modifiche nella situazione ambientale e d'uso; tali rilievi vanno completati con la descrizione di tutti gli elementi architettonici caratterizzanti l'opera (elementi di pregio da conservare, pavimenti, stucchi, decorazioni, pitture e rivestimenti particolari);

h) predisporre ed eseguire appropriate indagini geologiche e geotecniche (tra cui l'escursione della falda acquifera);

i) accertare le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati (resistenza, consistenza, stato di degrado, ecc.) mediante appropriate indagini in sito (pacometro, ultrasuoni, ecc.) e/o distruttive di laboratorio su campioni prelevati, nonché prove chimico-fisiche (umidità, permeabilità, ecc.);

l) accertare la natura e l'entità delle alterazioni geometriche (spostamenti, strapiombi, avvallamenti) e dello stato lesivo e fessurativo, provvedendo a predisporre, se del caso, un appropriato monitoraggio.

Le precedenti operazioni d'indagine e rilievo sono da estendere alle eventuali *opere adiacenti*, in modo da poter individuare anche gli interventi eventualmente da eseguire su queste.

La fotogrammetria si dimostra particolarmente efficace per il rilievo di edifici a carattere «monumentale» e, con l'integrazione di altre informazioni, può consentire di seguire l'evoluzione delle condizioni strutturali dell'organismo da recuperare.

La diagnosi si completa con la raccolta di ulteriori informazioni riguardanti le azioni applicate all'opera da consolidare ed all'individuazione e valutazione di quelle che le saranno applicate in futuro. Ciò come può risultare dal quadro seguente:

- valutazione dei carichi originari di progetto;
- ricostruzione degli eventi intercorsi durante la vita dell'opera;
- previsione ed analisi delle azioni di esercizio future.

La raccolta delle informazioni sul sottosuolo, sull'opera, sull'ambiente e sulle azioni viene spesso completata nella fase di diagnosi da analisi numeriche rivolte a misurare la sicurezza dell'opera o di qualche sua parte od elemento. Tali analisi sono strettamente connesse con i rilevamenti e le prove di cui si è detto in precedenza ed i loro risultati possono condurre a indirizzare in maniera diversa i rilevamenti e le prove inizialmente progettate e, se occorre, a formularne altri.

La campagna di «diagnosi» è assolutamente fondamentale per la messa a punto della successiva fase di «terapia» e talvolta, come si è detto, può rivelarsi più onerosa della stessa terapia, con tempi anche più lunghi.

La sua estensione temporale, specie per quanto attiene i rilevamenti e le prove rivolte a raccogliere informazioni sul fenomeno in atto, deve essere adeguatamente ampia per poter descrivere con sufficiente attendibilità il reale andamento del fenomeno ed il comportamento dell'opera da consolidare («respiro termico», con giusta sovrapposizione stagionale delle letture). In tal modo, si può giungere a realizzare il monitoraggio delle prove con letture in continuo delle grandezze significative.

Tutte le informazioni raccolte nella fase di diagnosi vanno analizzate ed elaborate secondo programmi precisi e specifici. La costruzione delle possibili correlazioni fra le grandezze in gioco fornisce utilissime informazioni sull'andamento del fenomeno che si sta studiando e sui suoi orientamenti. La messa dei dati raccolti può essere anche convenientemente elaborata in senso statistico.

È d'importanza fondamentale che la fase di diagnosi ed indagine sia direttamente seguita e coordinata dal responsabile del successivo consolidamento (progettista) al fine di disporre successivamente d'informazioni significative ed utilizzabili.

**15.1.3. PROGETTO DI RECUPERO.** — Il progetto di recupero deve tener conto delle particolari condizioni di esecuzione delle opere per garantire la sicurezza delle persone (eventuali occupanti ed operatori), nonché l'integrità degli elementi di valore storico artistico.

Occorre, inoltre, tener presente che:

- l'opera sulla quale s'interviene si presenta quasi sempre «sotto carico»;
- nell'impossibilità di recuperare l'efficienza di determinati elementi strutturali (la cui conservazione sia imposta da vincoli architettonici), occorre provvedere al loro «scarico», convogliando altrove il flusso delle relative sollecitazioni;
- verranno impiegati nuovi materiali (collanti strutturali, calcestruzzi reoplastici, trefoli per cuciture, ecc.), il cui accoppiamento con quelli originari richiede analisi particolari;
- è augurabile poter disporre immediatamente della collaborazione statica dei nuovi elementi;
- presentano un ruolo determinante l'interazione suolo-struttura e le esigenze di adeguamento sismico.

In linea di principio, per la progettazione (v. cap. I) si ricorda che la sicurezza di una struttura è misurata dalla relazione:

$$R \geq S$$

dove  $R$  è la resistenza della struttura ed  $S$  la corrispondente sollecitazione, richiedendosi per la probabilità  $P\{R \leq S\}$  valori sufficientemente piccoli (dell'ordine di  $10^{-5}$  ÷  $10^{-7}$  per gli stati limite ultimi).

In particolare risulta che la resistenza  $R_d$  di progetto può essere considerata come funzione:

$$R_d = R(f_k, \bar{\gamma}_m, \bar{\gamma}_s)$$

TAB. 15.Ia. — COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER I MATERIALI (CONSOLIDAMENTO).

Materiale			
Materiali esistenti (tutti)	Tipo di edificio e documentazione disponibile		
	edifici antichi costruiti in modo empirico	$\bar{\gamma}_m = 1,4 \gamma_m$	
	in assenza di documenti di progetto	$\bar{\gamma}_m = 1,2 \gamma_m$	
	in presenza di documenti di progetto	$\bar{\gamma}_m = 1,1 \gamma_m$	
		Accessibilità	
Calcestruzzo gettato in opera	Livello del controllo di qualità ed ispezioni in situ	Bassa	Normale
Spessore < 100 mm	alto	$\bar{\gamma}_m = 1,2 \gamma_m$	$\bar{\gamma}_m = 1,1 \gamma_m$
	basso	$\bar{\gamma}_m = 1,3 \gamma_m$	$\bar{\gamma}_m = 1,2 \gamma_m$
Spessore $\geq$ 100 mm	alto	$\bar{\gamma}_m = 1,0 \gamma_m$	$\bar{\gamma}_m = 1,0 \gamma_m$
	basso	$\bar{\gamma}_m = 1,1 \gamma_m$	$\bar{\gamma}_m = 1,0 \gamma_m$
Gunita	alto	$\bar{\gamma}_m = 1,3 \gamma_m$	$\bar{\gamma}_m = 1,2 \gamma_m$
	basso	$\bar{\gamma}_m = 1,4 \gamma_m$	$\bar{\gamma}_m = 1,3 \gamma_m$
Calcestruzzo fessurato ed iniettato		$\bar{\gamma}_m = 1,3 \gamma_m$	
Acciaio	barre aggiunte in getti integrativi	$\bar{\gamma}_m = 1,4 \gamma_m$	
	lamiere placcate	$\bar{\gamma}_m = 1,0 \gamma_m$	

Nota:  $\gamma_m$  coefficiente di sicurezza prescritto dalla normativa vigente per lo specifico materiale.

ove:

$f_k$  = resistenza caratteristica dei materiali impiegati;

$\bar{\gamma}_m$  = coefficiente parziale di sicurezza per il materiale (in generale differente da quello del progetto «a nuovo»  $\gamma_m$  (cfr. tab. 15.Ia);

$\bar{\gamma}_s$  = coefficiente parziale di sicurezza per incertezze di modellazione (cfr. tab. 15.Ib)

mentre la sollecitazione  $S_d$  di progetto è considerata come funzione:

$$S_d = S(S_k, \bar{\gamma}_f)$$

ove:

$S_k$  = azione caratteristica;

$\bar{\gamma}_f$  = coefficiente parziale di sicurezza per le azioni.

Allo stato attuale delle conoscenze e dell'evoluzione normativa, non tutti i coefficienti citati sono dati. A titolo indicativo si riportano quelli ad oggi noti (cfr. tab. 15.I).

TAB. 15.Ib. — COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER INCERTEZZE DI MODELLAZIONE.

Tipo di intervento	$M_{ur}/M_{um}$	$V_{ur}/V_{um}$	$K_r/K_m$
Riporti di cls con $\Delta A_c \leq \frac{1}{3} A_c$	Travi 0,80 Piastre 1,00	0,80 —	0,65 0,90
riporti di cls con $\Delta A_c > \frac{1}{3} A_c$	Travi 0,65 Piastre 0,80	0,65 —	0,40 0,70
Gunite	Travi 0,80 Piastre 1,00	0,80 —	0,65 0,90

$A_c$  = area geometrica sez. in cls.

$M_{um}$ ,  $V_{um}$ ,  $K_m$  = momento ultimo, taglio ultimo e rigidezza dell'elemento rinforzato supposto monolitico (perfetta aderenza).

$M_{ur}$ ,  $V_{ur}$ ,  $K_r$  = momento ultimo, taglio ultimo e rigidezza effettivi dell'elemento rinforzato.

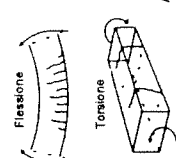
**15.4. Opere in conglomerato cementizio armato o precompresso.** — Si vedano anche i capp. III, V, VI e VIII.

**15.4.1. TIPOLOGIA DELLE LESIONI.** — Si presentano nella maggior parte dei casi sotto forma di fessure, di varia ampiezza e sviluppo. Nella tab. 15.VI sono sinteticamente riportate le principali cause di fessurazione.

TAB. 15.VI. — CAUSE DI FESSURE NEL CALCESTRUZZO.

Prima dell'indurimento	Movimenti di assestamento	Cedimenti fondazionali
		Movimenti delle casseforme
	Ritiri di assestamento	Impedimenti esercitati dalle armature o altro
		Aggregati
	Ritiro in fase di presa	Ritiro in fase plastica
		Ritiro per asciugamento
Dopo l'indurimento	Cause fisiche	Ritiro idraulico
		Variazioni di umidità
	Cause chimiche	Composizione del calcestruzzo e carbonatazione
		Aggregati reattivi
		Materiali inquinanti e ruggine
	Cause termiche	Autotensioni da gradienti termici interni
		Proprietà termiche degli aggregati
		Variazioni termiche esterne
		Gelo e disgelo
	Concentrazioni di sforzo	Effetti locali delle armature
		Forma delle strutture
		Viscosità
	Progetto strutturale	
	Cause accidentali	Incendio
		Sisma
Urti		

TAB. 15.VII. — CARATTERISTICHE DELLE FESSURE NEL CALCESTRUZZO.

Causa	Tempo di formazione	Manifestazione	Osservazioni
Assiamento plastico (slump cracking)	Prime ore dopo il getto	Fessure lungo le linee di sviluppo delle armature; fessure nei punti di cambiamento di forma della sezione	Le fessure possono essere ampie (> 1 mm)
Ritiro plastico	Prime ore dopo il getto	Fessure reticolate o lunghe fessure sulla superficie di piastre gettate in ambiente secco (p. es. pavimenti in cls.)	Le fessure possono essere assai ampie (comunemente anche 2 + 4 mm)
Fessure per sviluppo termico iniziale	Anche alcuni mesi o anni dopo il getto	Larghe fessure di separazione lungo le pareti. Altre fessure in funzione della natura dei vincoli	Possono essere controllate (< 0,4 mm) da un'adeguata armatura di pareti, limitando la dimensione dei pori o controllando la temperatura durante la presa
Ritiro	Anche alcuni mesi o anni dopo il getto	Simili a fessure di flessione o trazione	Normalmente piccole (< 0,4 mm) se è presente l'armatura
Corrosione	Non prima di alcuni mesi o anni dopo il getto	Fessure lungo le linee di sviluppo delle armature che conducono all'espulsione del conglomerato (spalling)	Inizialmente piccole (0,2 mm) aumentano col tempo; macchie di ruggine sono visibili in ambienti umidi
Reazione Alcali Aggregati	Anche alcuni mesi o anni dopo il getto	Avviene in presenza d'acqua o forte umidità con fessure reticolate. Avviene solo con particolari aggregati reattivi contenenti silice amorfa	Le fessure possono essere ampie (> 1 mm)
Carichi di servizio	In funzione dell'uso della struttura		Generalmente piccole (< 0,4 mm) se il progetto è soddisfacente per quanto attiene agli SLU. Fessure di maggiore ampiezza generalmente rivelano un'errata concezione progettuale della struttura
Vincoli	In funzione di influenze esterne (cedimenti, distorsioni, ecc.)		Normalmente piccole (< 0,4 mm) se è presente sufficiente armatura

Nella tab. 15.VII sono invece sintetizzate le principali caratteristiche delle fessure nelle strutture in c.a.

Si citano inoltre altri casi particolari di lesioni (fessurazioni) comuni nelle costruzioni in c.a.:

a) *lesioni per ritiro e variazioni termiche uniformi negli spessori*, il quadro fessurativo si presenta con lesioni capillari localizzate in prossimità delle superfici laterali, sovente diffuse per tutta la larghezza della trave (fig. 15.65) quasi sempre localizzate in corrispondenza dei bracci laterali delle staffe, se queste dispongono di modesti copriferri; l'ampiezza complessiva delle lesioni dipende dalla rigidità flessionale dei pilastri, i rami delle lesioni sono di ampiezza uniforme lungo l'altezza della trave e si prolungano spesso per tratti più o meno brevi nella soletta dell'impalcato cui la trave è solidale;



Fig. 15.65. — Lesioni per ritiro o per variazioni termiche *uniformi* nello spessore su trave in c.a.

b) *lesioni per variazioni termiche disuniformi negli spessori*, si verificano nelle travi, allorché queste, trovandosi a quote diverse, sono impediti di ruotare (fig. 15.66);

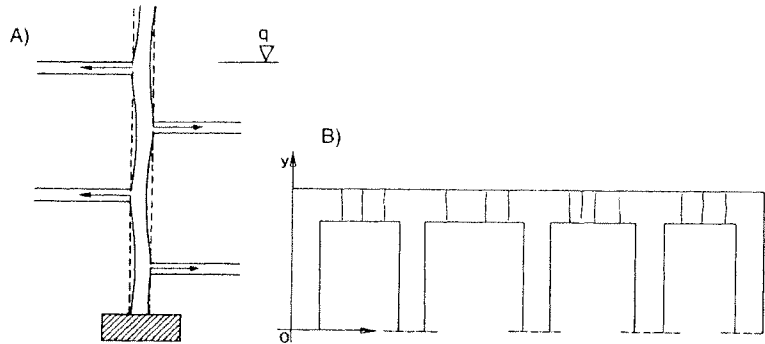


Fig. 15.66. — Lesioni per variazioni termiche *disuniformi* negli spessori: A) travi in c.a. a diverse quote; B) lesioni sulla trave a quota  $q$ .

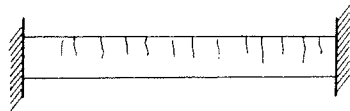


Fig. 15.67. — Lesioni per effetto di viscosità su trave incastrata in c.a.

c) *lesioni per effetti viscosi*, analoghe a quelle descritte al punto precedente, anche se diversamente distribuite, si possono manifestare quando i vincoli vengono variati nel tempo (fig. 15.67);

d) *lesioni nelle tamponature* (elementi portati), conseguenti ad un'eccessiva deformabilità verticale degli orizzontamenti; lesioni verticali ed orizzontali tra le tamponature in muratura e le strutture in c.a. sono dovute al ritiro delle malte, specie se le tamponature sono state costruite troppo rapidamente (fig. 15.68);

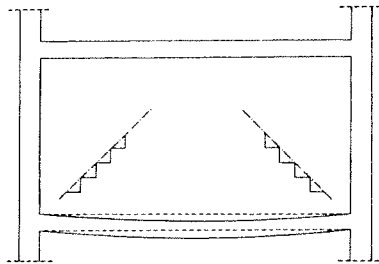


Fig. 15.68. — Lesioni su un elemento di tamponatura per deformazione della struttura portante.

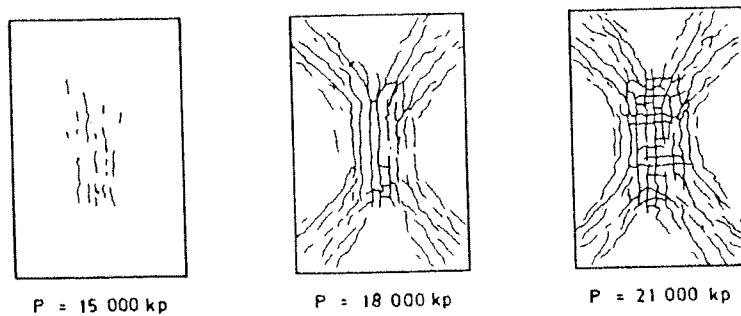
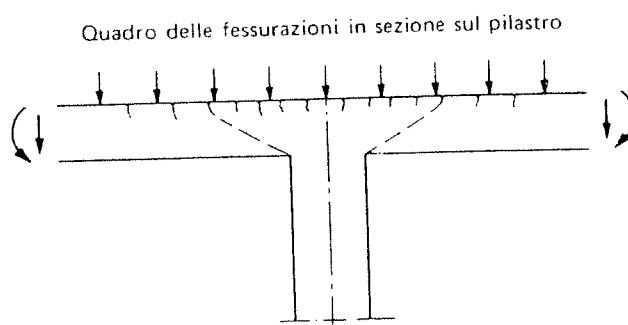


Fig. 15.69. — Intradosso di una piastra  $2,0 \times 3,0\ \text{m}$  con diversi stadi di carico al di sotto del carico massimo (carico uniformemente ripartito) da Mörsch.



Fessurazioni lato superiore

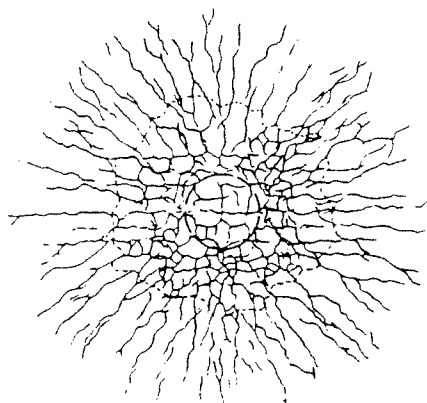


Fig. 15.70. — Lesioni in una piastra supportata da un pilastro.



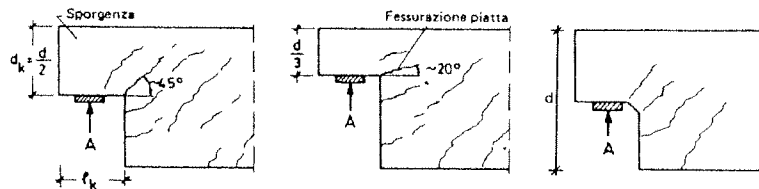


Fig. 15.71. — Quadri di fessurazioni su supporti appoggiati con diverso  $d_k/d$  e rastrematura dell'angolo rientrante.

e) lesioni nelle piastre, per carichi uniformi sono dovute essenzialmente a flessione (fig. 15.69) e, poco prima del collasso, tendono a disporsi secondo «linee di rottura» nelle quali l'acciaio perviene allo snervamento.

Per carichi concentrati (fig. 15.70), oltre a fessurazioni di punzonamento danno luogo ad una complessa mappa di fessure reticolate sul lato opposto a quello di applicazione del carico. La situazione rappresentata nella fig. 15.70, può essere estesa anche al caso di pilastro che insiste su una piastra (p. es. colonne in falso, fondazioni sottili, carichi su pavimenti industriali);

f) lesioni in mensole tozze: sono dovute essenzialmente ad azioni di taglio-flessione (fig. 15.71). Tali lesioni non sono infrequenti nelle mensole di travi tipo Gerber per sovraccarichi o errato dimensionamento delle armature e comportano spostamenti e rotazioni degli appoggi anelastici e irreversibili.

Particolarmente significative sono le lesioni conseguenti all'ossidazione delle armature; hanno luogo prevalentemente in corrispondenza delle superfici perimetrali delle strutture (fig. 15.72) e si evidenziano con lesioni in corrispondenza delle barre di acciaio con espulsione del copriferro; gli aspetti più appariscenti del processo si concentrano negli spigoli orizzontali delle travi e, più frequentemente, in quelli verticali dei pilastri.

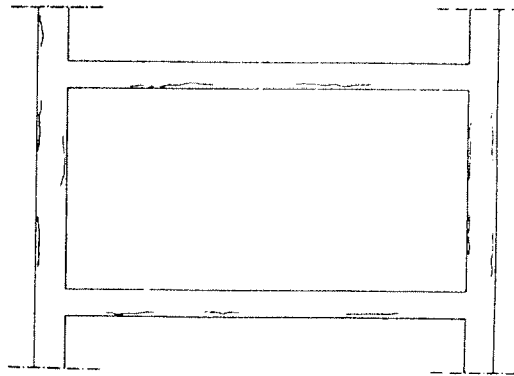


Fig. 15.72. — Lesioni con ossidazione delle armature in corrispondenza degli spigoli delle strutture in c.a.

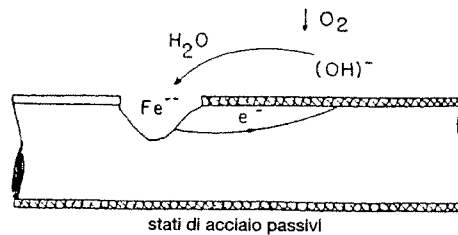
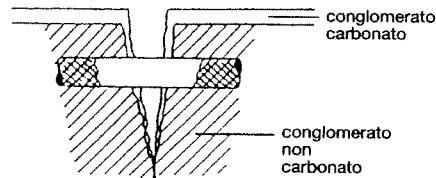


Fig. 15.73. — Meccanismo di corrosione delle armature nel conglomerato.

TAB. 15.VIII. — TEMPO DI CARBONATAZIONE (ANNI) PER VARI SPESSORI DI RICOPRIMENTO E VARI RAPPORTI A/C (ACQUA/CEMENTO).

A/C	Cemento Portland ordinario (senza additivi) + sabbia e ghiaia Ricoprimento armature (mm)					
	5	10	15	20	25	30
0,45	19	75	100+	100+	100+	100+
0,50	6	25	56	99	100+	100+
0,55	3	12	27	49	76	100+
0,60	1,8	7	16	29	45	65
0,65	1,5	6	13	23	36	52
0,70	1,2	3	11	19	30	43
Cemento Portland a rapido indurimento (senza additivi) + sabbia e ghiaia						
0,45	52	100+	100+	100+	100+	100+
0,50	17	69	100+	100+	100+	100+
0,55	8	34	76	100+	100+	100+
0,60	5	20	45	80	100+	100+
0,65	4	16	36	65	100+	100+
0,70	3	13	30	53	84	100+

Da PLUM, D.R., *Concrete Repairs*, vol. I.A, Concrete Publication, 1986, 11, With permission.

TAB. 15.IX. — RISCHIO DI CORROSIONE NELLE ARMATURE (BRE Digest 264).

Contenuto degli ioni Cloro (% del contenuto di cemento)	Estensione della carbonatazione	
	Inferiore al copriferro	Superiore al copriferro
Basso (sino a 0,4%)	Rischio basso in tutte le condizioni ambientali	Rischio moderato in condizioni di umidità
Medio (tra 0,4 e 1,0%)	Rischio moderato in condizioni di umidità	Rischio alto, incrementato da condizioni di umidità e scarsa qualità del conglomerato
Alto (superiore a 1,0%)	Rischio alto, incrementato da condizioni di umidità e scarsa qualità del conglomerato	Rischio alto, incrementato da condizioni di umidità e scarsa qualità del conglomerato

L'ossidazione delle armature è tanto più pericolosa, quanto più l'asportazione del metallo dalla sezione resistente inficia il meccanismo resistente dell'elemento.

L'origine del fenomeno corrosivo è da ricercarsi nella modifica del pH del conglomerato (da 12 a 9 o meno) per effetto della carbonatazione e quindi alla distruzione dell'ambiente basico che protegge le armature passivandole (fig. 15.73).

Nella tab. 15.VIII sono dati i tempi di carbonatazione e nella tab. 15.IX sono evidenziati i gradi di rischio di corrosione in presenza di ioni cloro. Si rammenta che, affinché possa instaurarsi e procedere il fenomeno corrosivo, oltre alla riduzione del pH del conglomerato ed alla presenza (eventuale) di ioni  $Cl^-$ , sono necessari un continuo apporto di ossigeno ( $O_2$ ) e la presenza di acqua ( $H_2O$ ).

**15.4.2. INDAGINI E RILIEVI.** — Sono da privilegiarsi quelle di tipo non distruttivo; il loro scopo consiste nella:

- valutazione della qualità del calcestruzzo in opera;
- ricerca di difetti interni (cavità, accumuli di aggregati grossolani, fratture, ecc.);
- localizzazione di zone di calcestruzzo degradato da agenti atmosferici, chimici, ecc.;

TAB. 15. X. — INDAGINI NEL CALCESTRUZZO.

Tipo di prova	Normativa di riferimento	Modalità di prova	Grandezza misurata	Note
<p>Prelievo di calcestruzzo indurito (carote)</p> <p style="text-align: center;">D</p>	<p>UNI 6131 e UNI 6132</p>	<p>Campioni cilindrici prelevati con carotatura (diametro <math>\phi &gt; 60\text{mm}</math> o comunque <math>\phi &gt; 3 \times \max</math> inerte, lunghezza <math>1 \times \phi &lt; L &lt; 3 \times \phi</math>) da sottoporre a prova di schiacciamento in laboratorio</p>	<p>Resistenza a rottura per compressione della carota <math>R_{car}</math></p>	<p>La misura di resistenza deve essere convertita in resistenza cubica, tenendo conto delle dimensioni e dei punti di prelievo delle carote. Secondo BSI:</p> $R_c = \frac{R_{car} \cdot w}{1,5 + D/h}$ <p><math>R_c</math> = resistenza cubica  <math>w = 2,5</math> per carota <math>\perp</math> alla direzione del getto  <math>w = 2,3</math> per carota <math>\parallel</math> alla direzione del getto  <math>D</math> = diametro della carota  <math>h</math> = altezza della carota</p>
	<p>UNI 6556</p>	<p>Campioni cilindrici prelevati con carotatura c.s. da sottoporre a prova di deformazione in laboratorio</p>	<p>Modulo elastico sec-cante</p>	<p>Utile per tarare il metodo degli ultrasuoni</p>
<p>Prelievo di calcestruzzo indurito (micro-carote)</p> <p style="text-align: center;">D</p>	<p>In fase di normazione</p>	<p>Campioni cilindrici prelevati con carotatura, ma con diametro inferiore a 50 mm</p>	<p>Resistenza a rottura per compressione della micro-carota <math>R_{car}</math></p>	<p>Risultati confrontabili con quelli ottenibili con carote normali, ma maggiormente dispersi. Il minor diametro consente un maggior prelievo. Occorrono attrezzatura e mano d'opera particolarmente qualificata</p>
<p>Sclerometro</p> <p style="text-align: center;">ND</p>	<p>UNI 9189</p>	<p>Prova in situ mediante martello di Schmidt o sclerometro</p>	<p>Misura la durezza superficiale (indice di rimbalzo N)</p>	<p>Per la correlazione con la resistenza a compressione si vedano le tabelle fornite dal costruttore (poco attendibili per calcestruzzi vecchi a causa della carbonazione della superficie).                      Indicativamente (sclerometro orizzontale):  <math>f_{cA} = 1,15 \times N</math> per cls. giovane  <math>f_{cA} = 0,90 \times N</math> per cls. vecchio  <math>f_{cA}</math> = resistenza cilindrica a compressione MPa</p>

(segue)

(Segue: Tab. 15.X. — INDAGINI NEL CALCESTRUZZO)

Pistola di Windsor	ND	ASTM C 803	Infissione a mezzo di microcariche calibranti di chiodi in acciaio sulla superficie del calcestruzzo	Profondità di infissione dei chiodi $D$ (o il suo complemento $L-D$ )	Per la correlazione con la resistenza a compressione si vedano le tabelle fornite dal costruttore. Indicativamente: $f_{cA} = 1,15 \times (L - D) - 37,5$ per cls. giovane $f_{cA}$ = resistenza cilindrica a compressione MPa $L-D$ = lunghezza emergente della sonda mm
Pull-out	PD	UNI 10157	Estrazione di un tassello ad espansione infisso nel calcestruzzo. Al termine della prova viene estratto un cono di cls. solidale al tassello	Forza di estrazione $F$ $e$ , indirettamente, la resistenza a trazione misurata sulla superficie del cono di frattura	Indicativamente: $f_{cA} = 1,10 \times F$ $f_{cA}$ = resistenza cilindrica a compressione MPa
Pull-off	PD	ZTV-SIB 90 (Direttiva tedesca del ministero dei trasporti)	Strappo di una pastiglia cilindrica incollata alla superficie di calcestruzzo	Resistenza allo strappo $R$ della superficie di cls. esistente; utile per valutare la consistenza della superficie da trattare prima di effettuare riporti od incollaggi strutturali	Si calcola la resistenza a trazione $f_{ct} = R/A$ $A$ = area di incollaggio. La resistenza superficiale deve essere almeno: $f_{ctm} \geq 1,5$ MPa Si osserva anche se la rottura avviene nell'incollaggio, nel cls. esistente o parzialmente nell'uno e nell'altro
Ultrasuoni (rilievi microsonici) (v. fig. 15.74)	ND	UNI 9524	Si inviano a mezzo di trasduttori emittente e ricevente onde elastiche ad alta frequenza (25+150 kHz) in un determinato spessore di materiale, misurando il tempo necessario all'onda per attraversarlo. Oltre che in trasparenza è possibile effettuare misure semidirette ed indirette	Nota il tempo di attraversamento e lo spessore del materiale attraversato, si calcola la velocità $V_w$ di propagazione nel mezzo di un'onda sonora	Attraverso la relazione $E = V_w^2 \cdot \gamma \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu)}$ è possibile ricavare il modulo elastico dinamico del calcestruzzo. In funzione di $V_w$ si possono dare le seguenti indicazioni sulla qualità del cls: $V_w > 4200$ m/s eccellente ( $R_{cA} > 30$ MPa) $V_w = 4200 \div 3600$ m/s buona $R_{cA} = 25 \div 30$ MPa $V_w = 3600 \div 3000$ m/s media $R_{cA} = 20 \div 25$ MPa $V_w = 3000 \div 2400$ m/s scadente $R_{cA} = 15 \div 20$ MPa La correlazione fra $V_w$ ed $R_{cA}$ è del tipo: $R_{cA} = a \cdot (V_w)^b$ dove $a$ e $b$ sono costanti dimensionali da determinarsi sul cls. con indagine specifica

(segue)

(Segue: Tab. 15.X. — INDAGINI NEL CALCESTRUZZO)

Tipo di prova	Normativa di riferimento	Modalità di prova	Grandezza misurata	Note
Metodo combinato SONREB (v. fig. 15.75)	ND Vedi metodi specifici	Consiste nell'uso combinato di due metodi precedentemente descritti (Ultrasuoni + sclerometro)	Si misura l'indice di rimbalzo N e la velocità $V_w$ di propagazione delle onde elastiche ad alta frequenza	La combinazione dei due metodi può ridurre la indeterminazione della correlazione Misure-Resistenza, che assume la forma: $R_A = C_j \cdot a \cdot (V_w)^b$ $C_j$ = coefficiente globale di influenza funzione della natura e della composizione del cls. in esame. Il metodo necessita di una taratura specifica e della conoscenza delle curve di isoresistenza per il calcestruzzo standard
Permeabilità del calcestruzzo in situ	ND Metodo FIGG	Consiste nell'introdurre una piccola sonda in un foro praticato nel cls. e, dopo sigillatura, nel creare una depressione. Chiuso poi il collegamento con la pompa a vuoto si attende che attraverso la porosità del cls. si riduca la depressione	Si misura il tempo $\Delta T$ necessario affinché la pressione nel foro passi da $-0,55$ a $-0,50$ bar	La prova consente di valutare qualitativamente la porosità di un conglomerato e, quindi, di esprimere un giudizio sulla sua durabilità: $\Delta T < 30$ sec scarso $\Delta T = 30 \div 100$ sec sufficiente $\Delta T = 100 \div 300$ sec discreto $\Delta T = 300 \div 1000$ sec buono $\Delta T > 1000$ sec eccellente

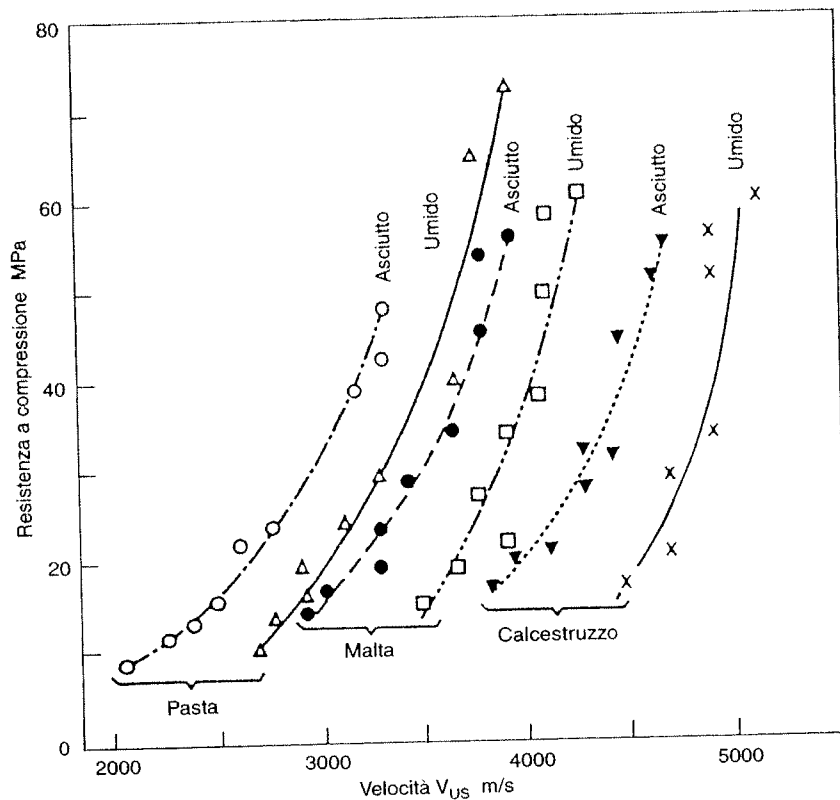


Fig. 15.74. — Correlazioni velocità ultrasuoni e resistenza dei materiali.

- d) valutazione della profondità delle fessure visibili in superficie e degli strati degradati;
- e) individuazione delle zone alterate in conseguenza dell'ossidazione delle armature metalliche;
- f) la presenza e l'ampiezza di lesioni (fessure, fratture, cavità) nel calcestruzzo attraverso l'impiego di onde ultrasoniche in relazione alla loro velocità di propagazione;
- g) la localizzazione delle armature metalliche, nonché per la valutazione dei diametri delle barre con un'approssimazione del + 10%, attraverso rilevazioni magnetiche;
- h) l'individuazione di parti di calcestruzzo corrose mediante l'impiego d'indicatori chimici (soluzione idroalcalina di fenolftaleina, timolftaleina, elizerina gialla R);
- i) l'individuazione di barre metalliche corrose attraverso misure di potenziale elettrico.

Nella tab. 15.X sono riportate le indagini più significative e più comunemente impiegate ai fini del consolidamento strutturale.  
È buona norma impiegare ove possibile più metodi d'indagine al fine di confrontare i risultati ottenuti con metodologie differenti e migliorare l'affidabilità delle conclusioni.

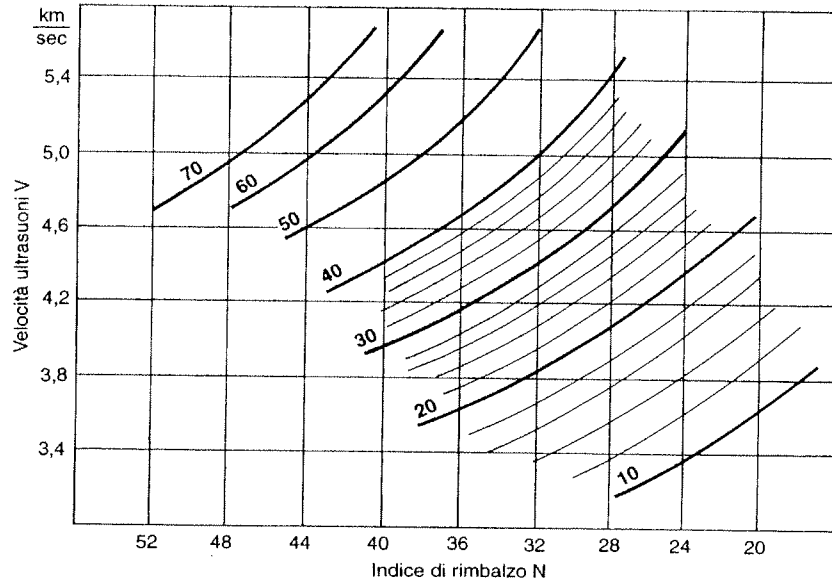


Fig. 15.75. — Curve iso-resistenti nel metodo SON-REB.

**15.4.3. CONSOLIDAMENTO DEI PILASTRI.** — I pilastri possono essere rafforzati con un rivestimento in calcestruzzo armato (mantello) con sezione geometricamente analoga a quella del pilastro, oppure cilindrica (figg. 15.76, 15.77).

Il «mantello» deve essere eseguito in modo che il suo spessore non abbia ad alterare sostanzialmente le originarie luci di calcolo delle travi cui il pilastro è connesso (fig. 15.78).

I pilastri possono essere altresì rinforzati disponendo ai loro spigoli quattro angolari in acciaio serrati da staffe o elementi metallici presollecitati, previo inserimento di piastre metalliche di ripartizione nelle zone di contatto tra profilati e solette per evitare pericolose concentrazioni di tensioni (figg. 15.79, 15.80).

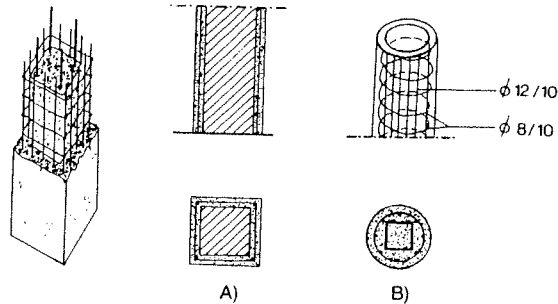


Fig. 15.76. — Cerchiatura di un pilastro mediante rivestimento in c.a.: A) rivestimento con sezione analoga a quella del pilastro; B) rivestimento cilindrico.

**15.4.4. CONSOLIDAMENTO DEI NODI PILASTRO-PLINTO** (fig. 15.81). — Le fasi d'intervento si possono così individuare:

- 1) disposizione, se necessario, di opere temporanee di presidio;
- 2) individuazione delle zone di calcestruzzo degradato o non integro;

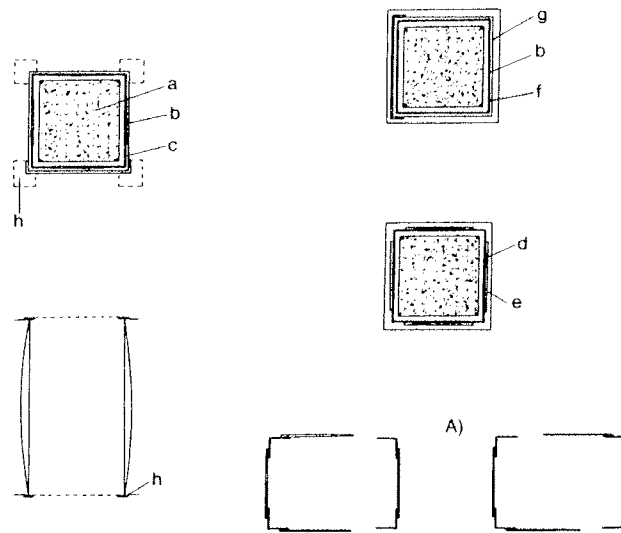


Fig. 15.77. — Rinforzo di pilastri: *a*, pilastro preesistente; *b*, staffa di piatto; *c*, angolari; *d*, calastrolo; *e*, conglomerato aggiuntivo; *f*, camicia metallica; *g*, malta epossidica; *h*, piastra di ripartizione: *A*) preparazione della gabbia.

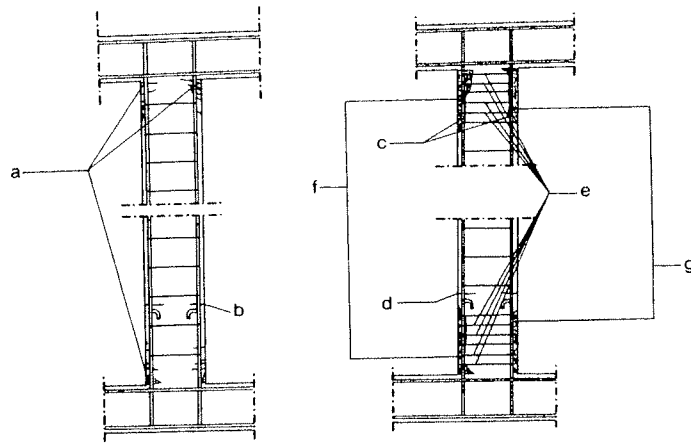


Fig. 15.78. — Riparazione di un pilastro «cernierizzato»: *a*, calcestruzzo degradato; *b*, riparazione del calcestruzzo degradato in corrispondenza delle armature; *c*, armature longitudinali aggiunte; *d*, ripristino della continuità strutturale; *e*, staffe saldate aggiunte; *f*, calcestruzzo degradato, sostituito con un nuovo getto (malte antiritiro, resine); *g*, asporto del calcestruzzo fino alle armature per un tratto non inferiore alla larghezza del pilastro.



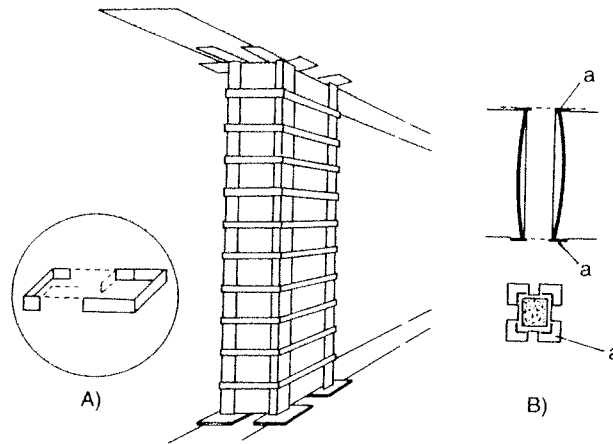


Fig. 15.79. — Rinforzo di pilastri con angolari e staffe. A) Particolare della disposizione delle staffe. B) Sezione verticale e pianta schematiche con la disposizione delle piastre di ripartizione (a).

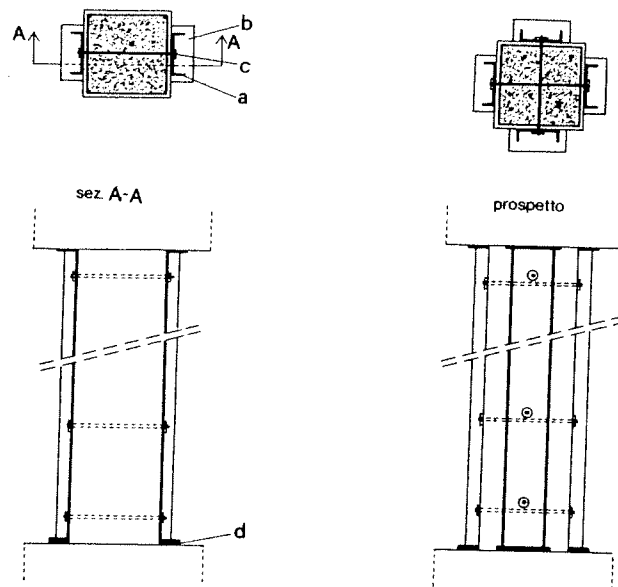


Fig. 15.80. — Rinforzo di pilastri con profilati e bulloni: a, profilato a C; b, piastra di ripartizione; c, bullone; d, malta antiritiro.

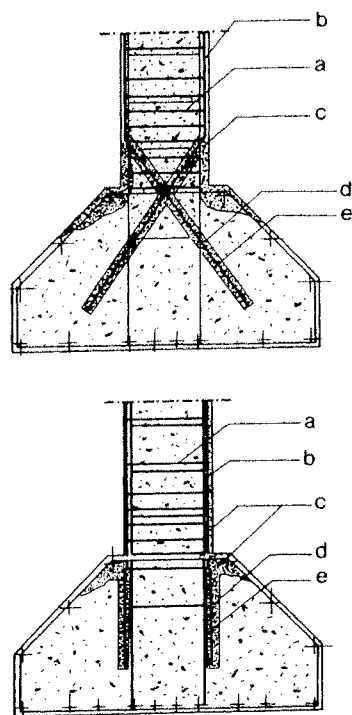


Fig. 15.81. — Consolidamento del nodo pilastro-plinto: *a*, staffe aggiuntive; *b*, armatura aggiuntiva; *c*, malta antiritiro; *d*, foro  $\varnothing$  40 mm; *e*, boiacca antiritiro.



Fig. 15.82. — Consolidamento dei nodi trave-pilastro: disposizione di staffe piatte e strato di malta.

miera di acciaio nella zona tesa della trave; la lunghezza dei chiodi deve essere tale che le loro punte penetrino nel calcestruzzo superando la parte interna delle barre d'armatura già presenti, mentre l'altra estremità, munita di ringrosso, resti all'esterno della lamiera per circa  $2 \div 3$  cm al fine di poter formare un copriferro difficilmente asportabile.

L'aderenza può essere migliorata sistemando una rete metallica, legata ai chiodi, sulla quale gettare il calcestruzzo convenientemente additivato con espansivi.

3) asportazione del calcestruzzo degradato o non integro mediante scalpellatura, o altri sistemi, e messa a nudo delle barre d'armatura;

4) asportazione mediante spazzola metallica degli eventuali ossidi delle barre d'armatura;

5) sistemazione delle nuove armature con staffature ravvicinate;

6) esecuzione dei fori per le barre di collegamento e sigillatura dei fori con malta antiritiro;

7) posa in opera della cassetta ed esecuzione del getto mediante malta antiritiro.

**15.4.5. CONSOLIDAMENTO DEI NODI TRAVE-PILASTRO** (figg. 15.82, 15.83). — L'intervento più semplice è quello che prevede la rimozione a fondo del calcestruzzo degradato o non integro e la sua ricostituzione con nuovo calcestruzzo. Si dispongono anche staffe chiuse in leggera pretensione e si rifinisce con uno strato di malta.

Un'altra metodologia d'intervento prevede l'incollaggio di piatti o di profilati metallici alle preesistenti strutture con l'impiego di adesivi a base di resine epossidiche.

#### 15.4.6. CONSOLIDAMENTO DELLE TRAVI

**15.4.6.1. Interventi in zona tesa.** — L'intervento è costituito essenzialmente dall'aggiunta di area metallica al fine di poter aumentare la forza di trazione da affidare all'armatura.

L'intervento di fig. 15.84 mediante l'aggiunta di barre è così articolato:

— asportazione con scalpello del copriferro fino a liberare completamente la superficie esterna dell'armatura esistente (barre e staffe);

— disposizione delle nuove barre a ridosso di quelle esistenti sostenendole con fili di acciaio legati alle staffe;

— saldatura delle nuove armature alle precedenti mediante l'interposizione di opportuni spezzoni di barre; la saldatura s'inizia dalla sezione di mezzera della trave; le barre aggiunte si saldano spesso anche a quelle verticali dei pilastri;

— ricostruzione del copriferro con malta antiritiro.

L'intervento di fig. 15.85.A viene realizzato mediante la sistemazione, a mezzo di infissione di chiodi di acciaio, di una lamiera di acciaio nella zona tesa della trave;

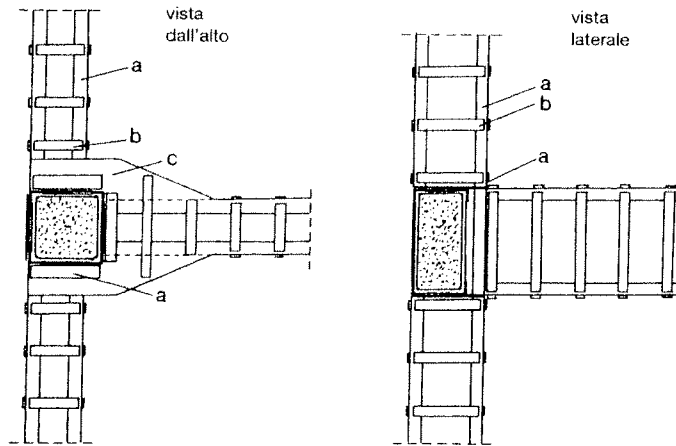


Fig. 15.83. — Consolidamento dei nodi trave-pilastro: *a*, angolare; *b*, calastrello; *c*, piastra.

Per evitare il deterioramento del calcestruzzo a seguito dell'infissione dei chiodi è opportuno disporre tra calcestruzzo e lamiera uno strato di materiale che non si presenti ancora indurito all'atto dell'infissione dei chiodi in modo che questi, penetrando nel calcestruzzo, possano trascinare il materiale fluido nei fori che si vanno a formare, riempiendoli.

L'intervento di fig. 15.85.B, analogo al precedente, impiega due lamiere disposte sulle superfici laterali della trave e trova applicazione allorché si abbiano difficoltà nell'infissione dei chiodi in corrispondenza delle superfici orizzontali, causa la presenza di grossi quantitativi di armatura.

Per contenere eventuali fenomeni d'instabilità, si applica una lamiera ad U disponendo sulla sezione orizzontale solamente collanti strutturali e su quella laterale collanti strutturali e chiodi infissi, fig. 15.86; ove la trave sia di grande larghezza, può essere sufficiente disporre due lamiere ad L con collanti strutturali e chiodi su entrambe le superfici, orizzontale e verticale.

Negli interventi descritti, lo spessore dei piatti dovrà essere di 3 mm, affinché sia assicurato un buon contatto con la superficie del calcestruzzo; se è necessario un maggiore spessore, s'incolleranno più piatti fra loro; si dovrà controllare che non vi siano difetti di planarità superiori a mm 1,5 per metro di lunghezza o brusche asperità.

L'incollaggio delle lamiere può essere ottenuto:

*a*) spalmando l'adesivo sia sul calcestruzzo che sugli elementi metallici per evitare la formazione di bolle d'aria, sedi di pericolose concentrazioni di tensioni;

*b*) iniettando l'intercapedine tra lamiera e calcestruzzo con formulato epossidico a bassa viscosità; in quest'ultimo caso è possibile aumentare lo spessore delle lamiere fino a 5 ÷ 6 mm ed ammettere maggiori difetti di regolarità e di planarità delle superfici, dato che il formulato iniettato tende a riempire completamente tutte le cavità.

La superficie di calcestruzzo deve essere pulita mediante sabbiatura o martellinatura o idroscarifica sino a eliminare parti incoerenti o degradate (inerte sano al vivo) e la superficie dell'acciaio deve essere sgrassata e sabbiata al grado SA3.

**15.4.6.2. Interventi in zona compressa.** — Il consolidamento di travi, quando questo è legato a mancanza di armatura metallica compressa o ad un'eccessiva sollecitazione di compressione nel calcestruzzo a causa delle insufficienti caratteristiche meccaniche di questo, in linea generale va effettuato modificando l'altezza della trave.

L'intervento di fig. 15.87 realizza una variazione di altezza della trave; l'intervento prevede un'aggiunta di uno strato di calcestruzzo nella zona compressa della trave;

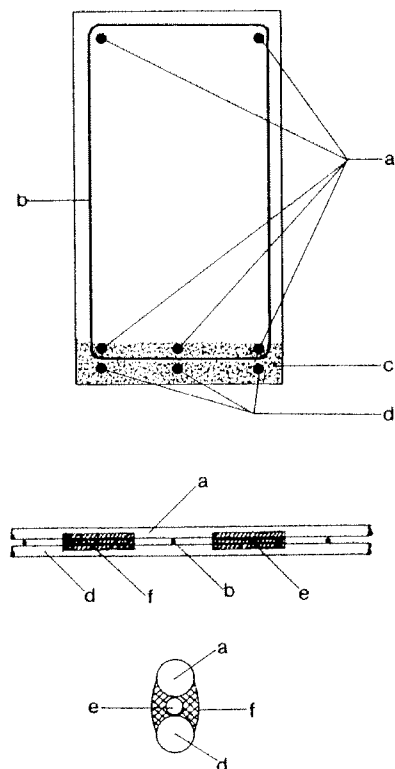


Fig. 15.84. — Consolidamento delle travi: *a*, barre esistenti; *b*, staffe esistenti; *c*, malta antiritiro; *d*, barre aggiunte; *e*, spezzazione per saldatura; *f*, saldatura.

L'aderenza del nuovo materiale a quello preesistente è migliorata da chiodi di acciaio posti ad una distanza non superiore a 10 cm; è inoltre opportuno disporre staffe a distanze pari a quelle già presenti e legate alle stesse o ai chiodi infissi, con eventuali punti di saldatura tra le nuove staffe e quelle preesistenti.

#### 15.4.7. CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI

**15.4.7.1. Interventi in zona tesa.** — Gli interventi in zona tesa per i solai in c.a. e laterizio possono avere come obiettivo o un lieve miglioramento delle condizioni statiche o un sensibile incremento del carico utile.

Nel primo caso, il modesto aumento dell'armatura metallica può ottenersi mediante aggiunta di piastre di acciaio in corrispondenza di alcune o di tutte le nervature del solaio.

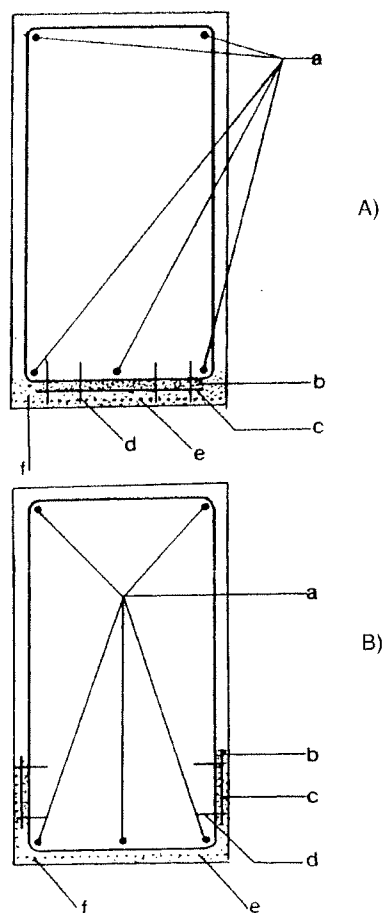


Fig. 15.85. — Consolidamento delle travi: *A*) con lamiera nella zona tesa inferiore; *B*) con lamiere nelle due superfici laterali inferiori: *a*, armatura esistente; *b*, collante strutturale; *c*, piastra d'acciaio; *d*, chiodi sparati; *e*, rete metallica; *f*, conglomerato cementizio.

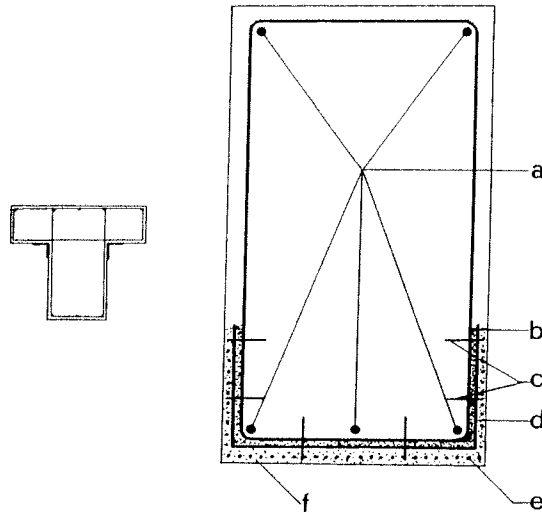


Fig. 15.86. — Consolidamento delle travi: *a*, armatura esistente; *b*, collante strutturale; *c*, chiodi sparati; *d*, piastra d'acciaio ad U; *e*, rete metallica; *f*, conglomerato cementizio.

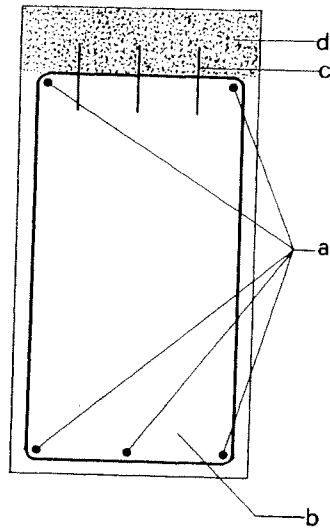


Fig. 15.87. — Consolidamento delle travi in zona compressa: *a*, armatura esistente; *b*, calcestruzzo esistente; *c*, chiodi sparati; *d*, conglomerato cementizio aggiuntivo.

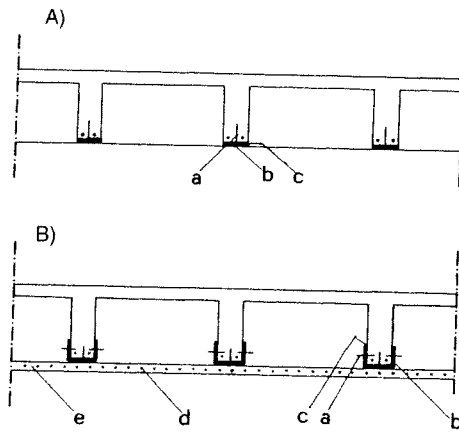


Fig. 15.88. — Consolidamento dei solai: *A*) lieve miglioramento statico; *B*) sensibile aumento del carico utile: *a*, chiodi sparati; *b*, lamiera d'acciaio; *c*, resina epossidica; *d*, rete metallica; *e*, soletta in conglomerato.

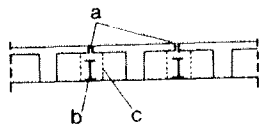


Fig. 15.89. — Consolidamento dei solai: a, fori per l'iniezione di resina epossidica; b, profilato metallico; c, casseraura metallica.

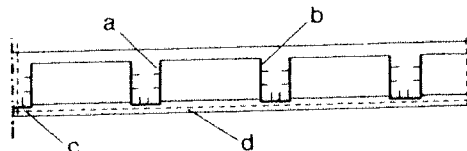


Fig. 15.90. — Rinforzo di travetto: a, resina epossidica; b, lamiera metallica; c, rete metallica; d, soletta in cls.

Lo schema di fissaggio può essere ottenuto (fig. 15.88.A) interponendo tra le due superfici uno strato di resina di alcuni millimetri e,

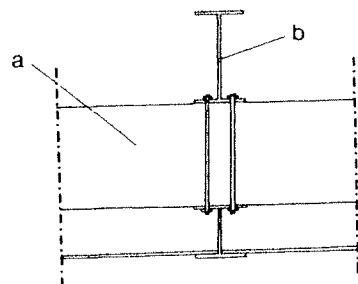
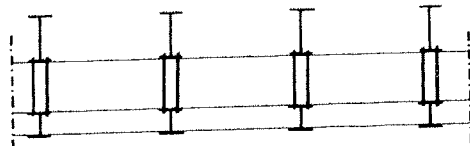


Fig. 15.91. — Rinforzo di solaio (a) con profilati metallici di sospensione (b).

«appendono» il solaio. Nella fig. 15.92 per un solaio eccessivamente deformato è indicato il rinforzo mediante profilati metallici posti all'intradosso.

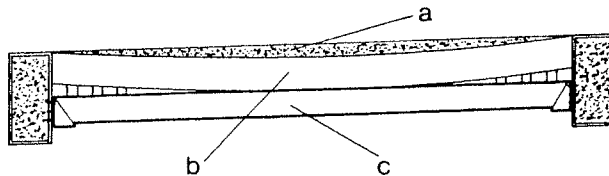


Fig. 15.92. — Rinforzo di solaio esistente (b) con profilati metallici (c) e ripristino del piano di estradosso con conglomerato leggero (a).

prima che il materiale indurisca, infiggendo chiodi di acciaio che devono fuoriuscire dalla piastra con la loro parte terminale. A questi chiodi può essere attaccata, se necessario, una rete metallica per realizzare una soletta di calcestruzzo che eviti possibili distacchi dei laterizi; se il calcestruzzo si presenta di qualità scadente, le piastre di rinforzo delle nervature sono conformate ad U e unite con chiodi anche lateralmente (fig. 15.88.B).

Nel secondo caso, quando occorre un incremento della capacità portante del solaio, si possono asportare i laterizi posti tra due successive nervature ed introdurre al loro posto profilati metallici resi poi solidali mediante malte espansive, o anche eventuali armature, in modo da garantire l'efficienza dell'intervento (fig. 15.89).

Nella fig. 15.90 è indicato il rinforzo dei travetti mediante rottura dei laterizi ed impiego di lamiera metalliche ad avvolgere i travetti.

Nella fig. 15.91 si ha il rinforzo di un solaio mediante profilati metallici posti all'estradosso che

Il particolare d'appoggio dei profilati sulle strutture principali è riportato nella fig. 15.93.

Gli interventi in zona tesa possono anche realizzarsi mediante inserimento di barre o cavi di precompressione disposti all'esterno della trave da rinforzare (p. es. in aderenza all'anima in prossimità del lembo teso) e collegati alle estremità con piastre in acciaio e lungo la trave stessa con staffe.

Talvolta i cavi possono essere inseriti nell'anima o nella suola della trave in fori rettilinei. In ogni caso va provveduto alla protezione di tali nuovi elementi metallici.

Nel caso dei solai, o ove si richieda un moderato incremento di armatura metallica, può farsi ricorso alla fasciatura o all'incollaggio di materiali compositi (si veda anche il successivo punto 15.4.9.1).

I valori caratteristici di resistenza e deformabilità di un «composito» si possono ottenere con le formule (nell'ipotesi di fibre parallele monodirezionali):

$$f_{cfp,t} = f_{cf,t} \cdot \Phi + f_{m,t} \cdot (1 - \Phi)$$

$$E_{cfp,\parallel} = E_{cf} \cdot \Phi + E_m \cdot (1 - \Phi)$$

- $f_{cfp,t}$  = resistenza a trazione del composito;
- $f_{cf,t}$  = resistenza a trazione della fibra;
- $f_{m,t}$  = resistenza a trazione della matrice;
- $E_{cfp,\parallel}$  = modulo elastico del composito  $\parallel$  alle fibre;
- $E_{cf}$  = modulo elastico della fibra;
- $E_m$  = modulo elastico della matrice;
- $\Phi$  = frazione in volume delle fibre nel composito.

A titolo esemplificativo si riportano nella tab. 15.XI i valori più significativi di un composito in fibra di carbonio e matrice epossidica con un contenuto in fibre  $\Phi = 0,70$ .

Si fa osservare che i compositi di cui si parla hanno comportamento elastico lineare fino a rottura e che questa avviene in modo fragile.

TAB. 15.XI. — CARATTERISTICHE DI COMPOSITI IN FIBRE DI CARBONIO CFRP (70% IN VOLUME DI FIBRE DI CARBONIO).

Tipo di fibra	Resistenza a trazione $\parallel$ alle fibre [MPa]	Modulo elastico $\parallel$ alle fibre [MPa]	Allungamento a rottura [%]
Alta resistenza	2,600 ÷ 3,000	150,000	1,8
Alta rigidezza	2,200 ÷ 2,600	300,000	0,8

DATI COMPLEMENTARI CFRP (70% IN VOLUME DI FIBRE DI CARBONIO).

Tipo di fibra	Resistenza a trazione $\perp$ alle fibre [MPa]	Modulo elastico $\perp$ alle fibre [MPa]	Resistenza a scorrimento interlaminare [MPa]	Modulo tangente $G$ [MPa]	Coefficiente di Poisson $\nu$
Alta resistenza	40 ÷ 50	8,000 ÷ 10,000	50 ÷ 70	5,000 ÷ 6,000	0,28
Alta rigidezza	30 ÷ 40	7,000 ÷ 9,000	40 ÷ 60	4,000 ÷ 5,000	0,28

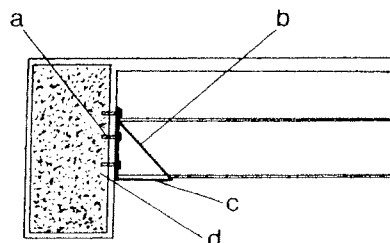


Fig. 15.93. — Particolare d'appoggio di un profilato: a, bullone ad espansione; b, rinforzo; c, angolare; d, resina epossidica.

È importante sottolineare che nel caso di rinforzi con elementi metallici posti in parallelo (figg. 15.91, 15.92), le azioni flettenti si ripartiscono in proporzione alle rigidità degli elementi:

$$M_{\text{tot}} = M_{\text{esistente}} + M_{\text{rinforzo}}$$

$$M_{\text{rinforzo}} = M_{\text{tot}} \cdot \frac{(EJ)_{\text{rinforzo}}}{(EJ)_{\text{esistente}} + (EJ)_{\text{rinforzo}}}$$

Pertanto vanno opportunamente modulate le rigidità degli elementi del sistema, affinché l'elemento metallico sia in grado di sostenere efficacemente la struttura esistente.

**15.4.7.2. Interventi in zona compressa.** — Gli interventi consistono essenzialmente in un aumento del braccio del momento resistente interno: ciò si realizza disponendo uno strato di calcestruzzo privo di ritiro, per evitare tensioni di scorrimento tra il calcestruzzo esistente e quello aggiunto. Quando lo spessore di questo risulta notevole ( $> 7 \div 8$  cm), è opportuno infiggere chiodi di acciaio nei travetti del solaio, ai quali legare una rete metallica elettrosaldata e successivamente effettuare il getto della soletta aggiunta.

#### 15.4.8. CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI

**15.4.8.1. Platee** (fig. 15.94). — I dissesti caratterizzati da cedimenti verticali conseguenti ad eccessive tensioni specifiche sul terreno possono essere contenuti, per fondazioni costituite da plinti isolati o travi rovesce, diminuendo tali tensioni con una platea atta a distribuire i carichi trasmessi dai pilastri su più ampie superfici d'appoggio. Questa tecnica d'intervento può essere adottata solo se il terreno possiede sufficienti caratteristiche meccaniche in relazione a possibili scorrimenti orizzontali o subverticali.

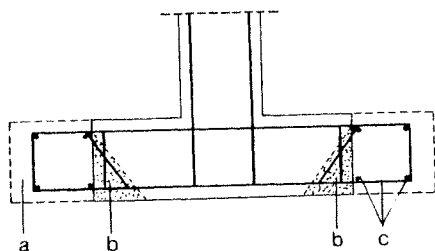


Fig. 15.94. — Consolidamento delle fondazioni: allargamento di plinto esistente con platea ad anello: *a*, allargamento; *b*, zone da demolire; *c*, armatura dell'anello di allargamento.

Le fasi dell'intervento si possono così articolare:

- scavo fino alla quota del piano di appoggio delle preesistenti fondazioni;
- scarpellatura delle superfici di calcestruzzo fino a raggiungere le armature metalliche;
- esecuzione del getto della nuova platea di appoggio sul terreno, delle eventuali travi di collegamento dei pilastri e dell'eventuale solaio.

Le maggiori difficoltà sono dovute alla necessità di rendere solidali le nuove strutture a quelle esistenti: la preparazione delle superfici di calcestruzzo, ove la tensione di scorrimento può raggiungere valori notevoli, deve essere molto accurata e, se occorre, si possono impiegare adesivi strutturali o elementi metallici di unione meccanica. Quando possibile è opportuno che l'allargamento del plinto sia di forma «chiusa», cioè del tipo «anulare»: ciò consente infatti, sagomando secondo linee inclinate la superficie di contatto tra vecchio e nuovo, che il vecchio plinto si comporti come un «cuneo» che tende ad aderire lungo il perimetro con le parti nuove, senza necessità di saldare tra loro le armature metalliche.

**15.4.8.2. Palificazioni** (figg. 15.95, 15.96, 15.97, 15.98). — I carichi vengono trasferiti dalle preesistenti strutture a pali di nuova costruzione, realizzati in adiacenza, sui quali si costruiscono le nuove piattabande.

Ove le fondazioni preesistenti siano appoggiate direttamente sul terreno, si può intervenire secondo una delle due modalità:



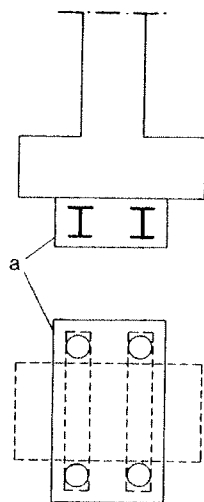


Fig. 15.95. — Consolidamento delle fondazioni con pali: *a*, nuovo plinto costruito per sottofondazione (sopra: sezione verticale; sotto: pianta).

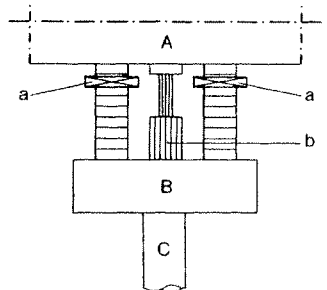


Fig. 15.96. — Consolidamento delle fondazioni con pali messi in carico con martinetti: *A*, fondazione esistente; *B*, trave corta; *C*, palo; *a*, cunei; *b*, martinetto.

In questo caso i nuovi pali sono formati da *conci* (lunghi 80 cm): il primo concio è a punta e viene collocato sotto la fondazione preesistente entro un piccolo scasso che non richiede spesso alcun puntellamento, sempre che il lavoro venga eseguito con sollecitudine; al di sopra di tale concio si colloca il martinetto idraulico a contrasto sulla soprastante fondazione per infiggere il concio nel terreno; quando questo è infisso, se ne aggiunge un altro, ripetendo tali operazioni.

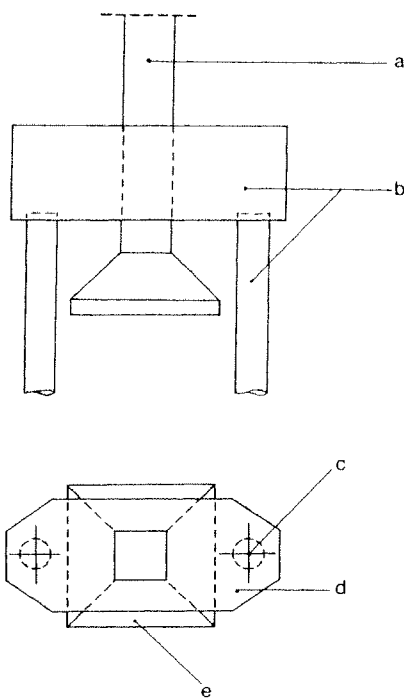


Fig. 15.97. — Consolidamento delle fondazioni con pali: *a*, strutture esistenti; *b*, nuove strutture; *c*, pali; *d*, nuovo plinto; *e*, plinto esistente (sopra: sezione verticale; sotto: pianta).

*a*) costruendo una nuova piattabanda al di sotto della fondazione preesistente, garantendo che sia assicurato il contrasto (fig. 15.95).

Per consentire alla nuova piattabanda di entrare in carico, si dispongono dapprima (poggiate sulle testate dei pali) le putrelle d'acciaio; si procede poi allo scavo sotto la fondazione preesistente e alla costruzione della nuova struttura (entrambe le operazioni per campioni);

*b*) procedendo come in *a*), ma effettuando la messa in carico dei nuovi pali con martinetti a contrasto sulla fondazione preesistente (fig. 15.96).

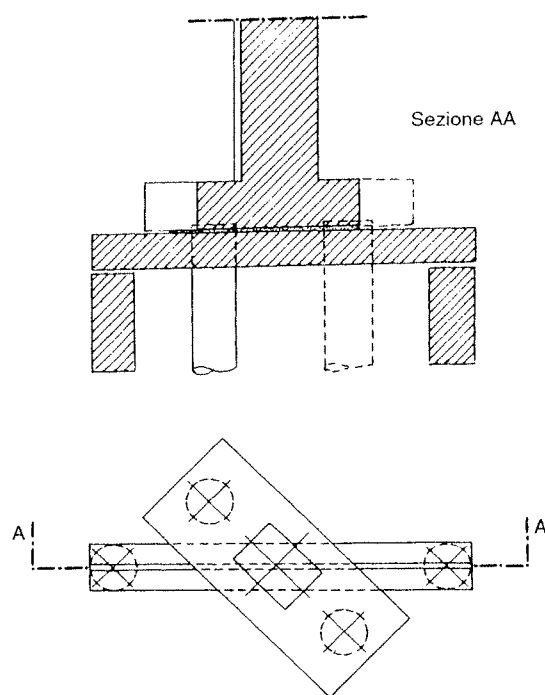


Fig. 15.98. — Consolidamento delle fondazioni con pali.

In altri casi la perforazione viene eseguita introducendo progressivamente nel terreno un *tubo forma* munito all'estremità di una corona tagliente di tipo adeguato alla natura del terreno. Raggiunta con la perforazione tubata la quota prescelta per la base del palo, si cala nel preforo l'armatura metallica (costituita da una sola barra di acciaio ad aderenza migliorata, o anche da una piccola gabbia di armatura). Si esegue quindi il getto del palo con un microcalcestruzzo (sabbia vagliata con un dosaggio elevato di cemento,  $600 \text{ kg/m}^3$ ) utilizzando un controtubo, la cui estremità inferiore rimane costantemente immersa nel calcestruzzo. Al termine del getto si applica in sommità al tubo forma una testa a tenuta, s'introduce quindi aria in pressione nella parte di tubo sovrastante la superficie della malta gettata. Questi pali possono essere previsti sia per azioni di compressione che di trazione.

Attualmente si realizzano anche micropali che superano le 100 t di portata: la loro realizzazione avviene mediante perforazione eseguita con una sonda a rotazione e circolazione di *fango bentonitico*. Raggiunta la quota prevista per la realizzazione del palo, viene introdotta nel foro un'armatura tubolare in acciaio di elevate caratteristiche meccaniche (Fe55). Si procede quindi alla formazione della «guaina» iniettando una miscela cementizia (composta normalmente da: 100 kg di cemento tipo 600; 50 kg di acqua; 2,5 kg di bentonite; 3 kg di fluidificante).

A causa delle elevate sollecitazioni unitarie cui i micropali sono sottoposti, le *deformazioni* dovute all'elasticità dei materiali che li compongono non sono trascurabili: perciò, nei problemi di sottofondazione, quando s'interviene su strutture nelle quali parte dei dissesti si è già manifestata, può risultare di grande interesse una «precarica» dei micropali.

**15.4.8.3. Micropali** (fig. 15.99). — I micropali sono eseguiti perforando la fondazione che deve essere consolidata mediante un tubo tagliatore a rotazione e proseguendo la perforazione nel terreno fino a raggiungere la profondità tale da conferire al palo la necessaria capacità portante. Quando il foro è eseguito, s'introduce un'asta metallica per tutta la sua lunghezza, immettendovi poi a pressione una malta ricca di cemento, mentre si ritira nel contempo la tubazione di perforazione.

I fori sono di piccolo diametro ( $\varnothing 10 + \varnothing 20 \text{ cm}$ ), ma a causa della pressione esercitata sulla malta e contro il terreno, il diametro del palo cresce sensibilmente tanto che i pali più piccoli possono portare ciascuno sull'ordine delle 10 t ed i più grossi 30 t. Il foro nella muratura non solo non dà nessun pregiudizio sulla resistenza di questa, ma l'iniezione di malta cementizia in pressione ne aumenta spesso la resistenza, poiché riempie eventuali cavità intorno al foro.

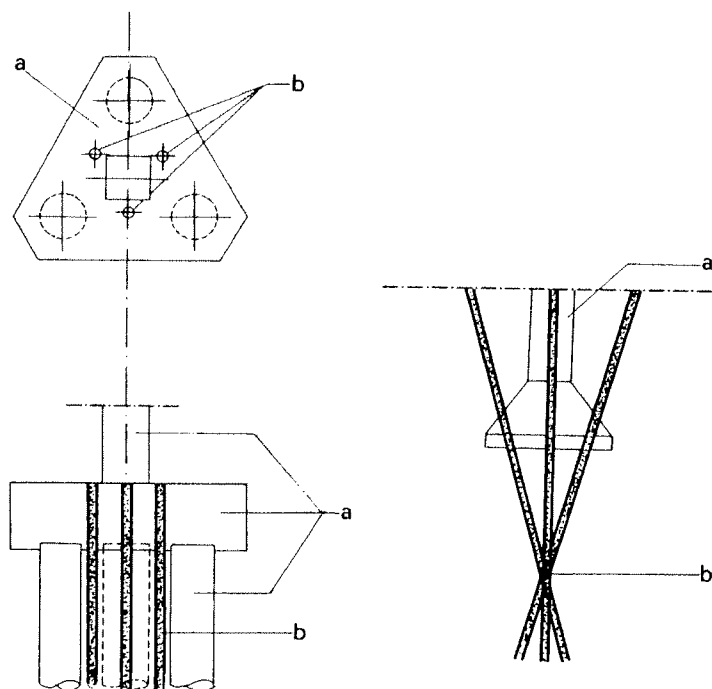


Fig. 15.99. — Consolidamento delle fondazioni con micropali: *a*, strutture esistenti; *b*, micropali.

#### 15.4.9. ALTRE TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO

##### 15.4.9.1. Il calcestruzzo placcato (beton plaqué)

**15.4.9.1.1. Generalità.** — È costituito dall'applicazione di un'armatura esterna (placca) all'elemento in c.a. da consolidare, resa collaborante a mezzo di un adesivo strutturale, generalmente un formulato epossidico. Tale armatura aggiuntiva è generalmente in acciaio, ma si va sempre più diffondendo l'impiego di compositi fibrosi caratterizzati da elevata rigidità e resistenza a trazione.

I valori indicativi di tali materiali (compositi e loro costituenti) sono consegnati alla tab. 15.XII.

Negli interventi di placcaggio strutturale si dovrà porre particolare attenzione a:

- a*) temperature elevate (punto di distorsione dei formulati epossidici ~ 100 °C) cui si farà fronte con idonee protezioni termoisolanti;
- b*) effetti localizzati di «peeling» (concentrazione di sforzi di adesione + trazione) cui si farà fronte con confinamenti localizzati;
- c*) (per placcaggi con lamiere in acciaio) possibili distacchi improvvisi per urti cui si farà fronte con connettori meccanici (chiodi, tasselli);
- d*) (per placcaggi con compositi) rottura per piegatura delle fibre cui si farà fronte con particolare cautela di posa o con raccordi.

TAB. 15.XII. — CARATTERISTICHE DI MATERIALI PER PLACCAGGI STRUTTURALI.

Materiale	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Modulo elastico [MPa]	Resistenza [MPa]		Tensione di snervamento [MPa]	Allungamento a rottura [%]
			trazione	compressione		
Acciaio (barre laminate)	7.850	206.000	360 ÷ 510	idem	235 ÷ 430	20 ÷ 25
Carbonio (fibra)	1.700 ÷ 1.900	200.000 ÷ 600.000	2.000 ÷ 3.000		(a)	< 1.0
Carbonio (composito)	1.600	150.000 ÷ 300.000	1.600 ÷ 2.500		(a)	1.8 ÷ 0.8
Vetro (fibra)	2.500	34.000	1.300		(a)	—
Vetro (composito)	1.800 ÷ 2.000	21.000	375 ÷ 700		(a)	2.0
Aramide (fibra)	1.450	60.000 ÷ 130.000	2.700 ÷ 3.000		(a)	3.0 ÷ 2.0
Adesivo/matrice epossidica (b)	1.100 ÷ 1.750	3.000 ÷ 11.000	25 ÷ 50 80 ÷ 110		(c)	—

(a) Comportamento pressoché lineare sino a rottura (fragile).

(b) Valori molto variabili a seconda della formulazione e della presenza di cariche inerti (filler).

(c) Comportamento non lineare per alti valori di sollecitazione, ma snervamento non rilevabile.

15.4.9.1.2. Tecniche esecutive. — Consistono in:

a) accurata pulizia delle superfici da incollare (asportazione del cls. sino a inerte «vivo» e sabbiatura dell'acciaio al grado SA3);

b) incollaggio a pressione delle placche (nel caso di lamiera aventi spessore  $\leq 3$  mm per potersi adattare alle irregolarità superficiali; è però possibile prevedere più strati).

Il calcolo della pressione ( $p$ ) da applicare alle lamiere e del tempo ( $t$ ) per cui dev'essere mantenuta, affinché lo spessore di adesivo strutturale passi dal valore inizialmente applicato ( $d_i$ ) a quello finale ( $d_f$ ), può condursi a mezzo della:

$$pt = 2\mu b^2 \left( \frac{1}{d_f^2} + \frac{1}{d_i^2} \right)$$

dove  $\mu$  è il coefficiente di viscosità della resina e  $b$  la larghezza della lamiera da incollare; c) nel caso di lamiere in acciaio sagomate o con spessore  $> 3$  mm, mediante iniezione a pressione di resina entro un'intercapedine di qualche mm; in questo caso le lamiere devono essere ancorate mediante bulloni predisposti nel calcestruzzo;

d) nel caso di fibre non impregnate, mediante incollaggio delle fasce previamente spalmate di adesivo (eventualmente anche in più strati incrociati nel caso di sforzi di trazione non unidirezionali) e successivamente portate a saturazione della matrice resinosa con metodi a pressione o a depressione.

15.4.9.1.3. Calcolo dell'accoppiamento lamiera-calcestruzzo. — I problemi fondamentali riguardano:

— la trasmissione di una forza  $P$  dalla lamiera di acciaio al calcestruzzo interamente reagente (fig. 15.100.A);

— la trasmissione della forza incrementale  $\Delta P$  passando da una sezione fessurata ad un'altra interamente reagente (fig. 15.100.B).

La determinazione della distribuzione dell'aderenza fra gli elementi solidarizzati si conduce analizzando l'andamento delle tensioni tangenziali ( $\tau(z)$ ) al contatto per ricavarne il valore ammissibile. In fig. 15.101 è rappresentato l'andamento delle tensioni tangenziali al variare di  $z$ :

$$(15.1) \quad \tau(z) = \alpha P \frac{\cos h \alpha z}{\sin h \alpha l}$$

con

$$(15.2) \quad \alpha^2 = \frac{G}{d} \left( \frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2} \right)$$

a partire dal punto di applicazione della forza  $P$ .

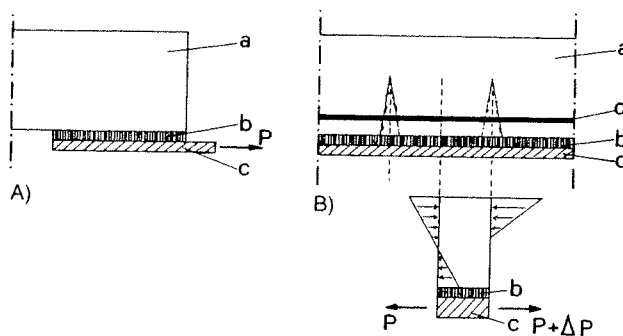


Fig. 15.100. — Accoppiamento lamiera-calcestruzzo: a, calcestruzzo di base; b, collante strutturale; c, lamiera di rinforzo; d, armatura lenta.

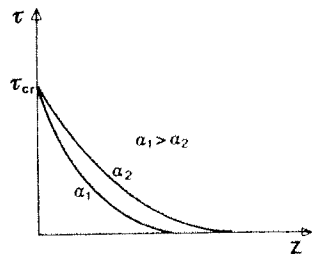


Fig. 15.101. — Andamento delle tensioni tangenziali  $\tau$  al variare di  $a$ .

La (15.1) è stata ricavata nell'ipotesi di poter trascurare le sollecitazioni secondarie nell'acciaio (supposto di spessore piccolissimo) e nello strato di collante strutturale; nell'acciaio si hanno così sforzi di sola trazione e sforzi tangenziali nel collante strutturale.

Poiché il collante strutturale (resina) ha aderenza notevolmente superiore a quella del calcestruzzo, il collasso del giunto si verifica in quest'ultimo allorché la  $\tau_{max}$  raggiunge un valore critico  $\tau_{cr}$ :

$$(15.3) \quad \tau_{max} = \tau_{cr}$$

In base a tale considerazione si può definire una lunghezza minima di ancoraggio (fig. 15.102) in funzione dello spessore di adesivo  $a$ , e di lamiera in acciaio  $a_1$  (Tattoni 1980) ed un coefficiente di utilizzazione dell'acciaio  $\gamma_u = \sigma_s / \tau_{max}$  (fig 15.103).

Noto lo spessore dell'adesivo  $a_1$ , lo spessore dell'acciaio  $a_1$ , la massima sollecitazione tangenziale  $\tau_{cr}$  compatibile col calcestruzzo in esame, dalla fig. 15.103 è possibile leggere il massimo valore di variazione di tensione nell'acciaio compatibile con l'aderenza del sistema:

$$\Delta\sigma_s \leq \gamma_u \cdot \tau_{cr}$$

**15.4.9.1.4. Verifiche dell'elemento placcato.** — Le verifiche a *flessione e taglio* si conducono controllando i valori delle tensioni nei materiali già esistenti ed in quelli di rinforzo, nonché le tensioni di aderenza.

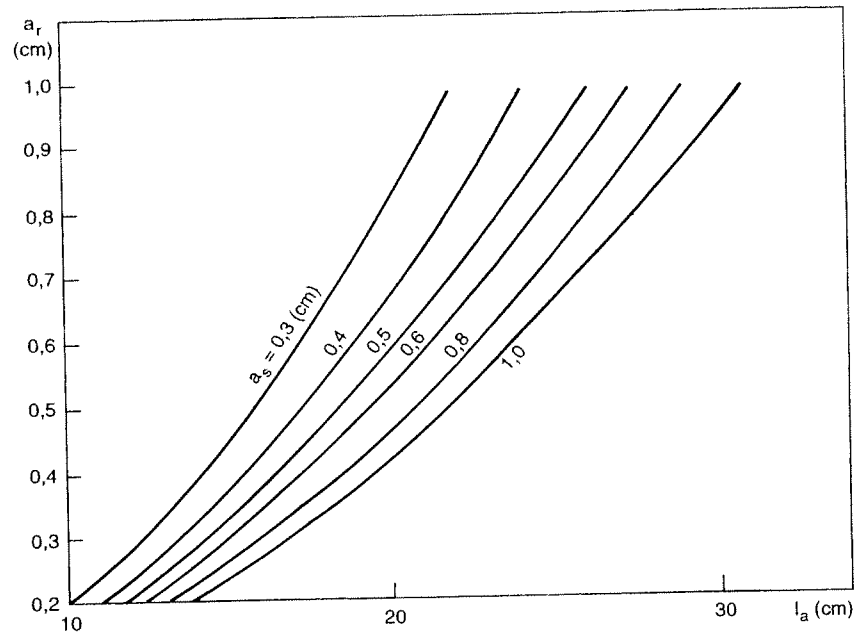


Fig. 15.102. — Lunghezza di ancoraggio  $l_a$  in funzione dello spessore  $a_r$  della resina al variare dello spessore  $a_1$  della lamiera in acciaio.

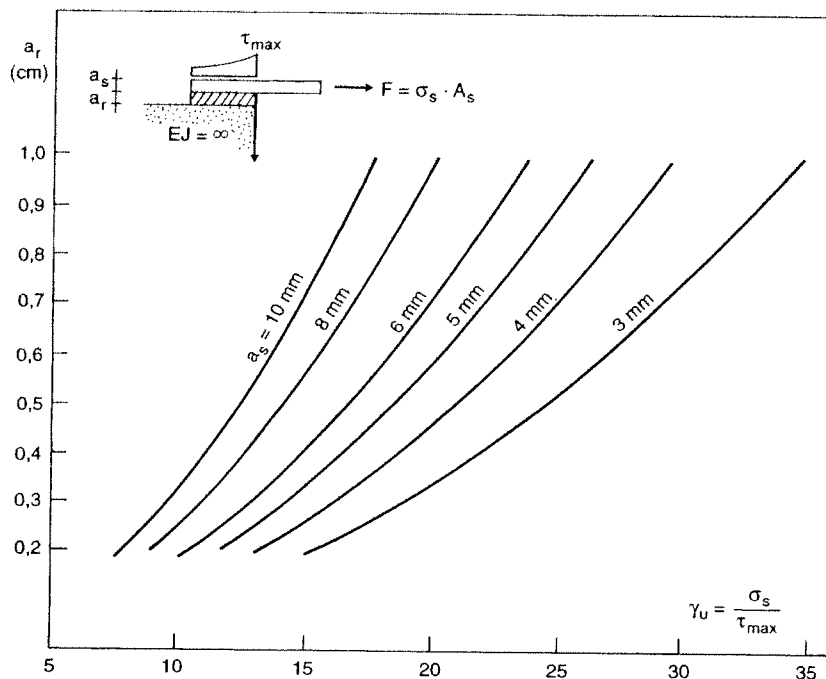


Fig. 15.103. — Coefficiente  $\gamma_u$  di utilizzazione in funzione dello spessore  $a_r$  della resina al variare dello spessore  $a_s$  della lamiera.

Lo stato di sollecitazione può essere calcolato mediante il *metodo della omogeneizzazione* (metodo *n*) tenendo conto del modulo elastico dei materiali costituenti le placche.

Salvo più accurata determinazione, tenuto conto dei risultati conseguiti per lamiere metalliche (Tattoni 1986), si possono adottare i coefficienti di omogeneizzazione per vari elementi costituenti le placche di rinforzo indicati nella tab. 15.XIII. È evidente l'opportunità di privilegiare materiali rigidi, anche per compensare lo scorrimento viscoso dello strato di adesivo.

TAB. 15.XIII. — COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE PER PLACCAGGI STRUTTURALI.

Materiale	Modulo elastico medio [MPa]	Coefficiente di omogeneizzazione $n = E_s/E_c$
Acciaio (barre in perfetta congruenza)	206.000	15
Acciaio (lamiere incollate)	206.000	11
Carbonio (composito)	150.000	8
Vetro (composito)	21.000	1,1

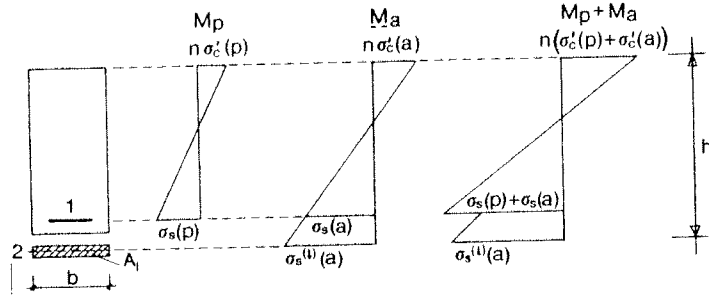


Fig. 15.104. — Tensioni in una sezione rinforzata con lamiera incollata: 1, armatura lenta; 2, lamiera di rinforzo.

Al momento dell'incollaggio della lamiera è presente il solo carico permanente (*p*): pertanto il relativo momento ( $M_p$ ) crea nelle armature lente una tensione  $\sigma_s(p)$  ed al lembo compresso del calcestruzzo una tensione  $\sigma_c'(p)$ . Il calcolo di queste tensioni si effettua con riferimento all'originaria sezione in c.a.

Eseguito il rinforzo, sia  $M_a$  la caratteristica flettente relativa al carico accidentale da sostenere: si avrà di conseguenza un incremento dello stato tensionale delle armature lente ed una tensione nella lamiera di rinforzo. Siano  $\sigma_s(a)$ ,  $\sigma_s^{(l)}(a)$  e  $\sigma_c'(a)$  le tensioni indotte nella struttura rinforzata da  $M_a$  e calcolate sulla sezione rinforzata resa omogenea (fig. 15.104).

Dovrà allora verificarsi sotto l'azione della caratteristica flettente totale (dovuta alla somma del carico permanente e di quello accidentale):

$$\begin{cases} \sigma_c'(p) + \sigma_c'(a) \leq \bar{\sigma}_c' \\ \sigma_s(p) + \sigma_s(a) \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_s^{(l)}(a) \leq \bar{\sigma}_s^{(l)} \end{cases}$$

dove le lettere (*p*) ed (*a*) sono relative rispettivamente all'effetto del carico permanente e del carico accidentale;  $\bar{\sigma}_c'$ ,  $\bar{\sigma}_s$ ,  $\bar{\sigma}_s^{(l)}$  sono rispettivamente le tensioni ammissibili nell'armatura lenta, nella lamiera di rinforzo e nel conglomerato.

L'ispezione della fig. 15.104 mostra che:

$$\sigma_s^{(l)}(a) < \sigma_s(p) + \sigma_s(a)$$

il che comporta di tenere la tensione nella lamiera di rinforzo al di sotto del valore  $\bar{\sigma}_s$ .

La verifica di aderenza nel giunto fra lamiere di rinforzo e calcestruzzo si conduce valutando alla YOURAWSKI la:

$$\max \tau = \frac{T_i S}{Jb} = \frac{T_i}{bh^*}$$

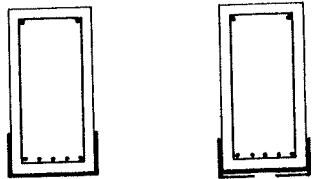


Fig. 15.105. — Aggiunta di lamiera ad U (a sinistra) o di due angolari (a destra) per aumentare l'aderenza lamiera-calcestruzzo.

( $T_i$  sforzo di taglio indotto dai sovraccarichi agenti sulla struttura già consolidata) e verificando che sia:

$$\max \tau < \tau^*$$

Se questa disequaglianza non è verificata, si può sostituire la lamiera piatta con una lamiera profilata ad U, oppure aggiungere due angolari per aumentare il valore *b* della larghezza del giunto (fig. 15.105).

Occorre controllare poi l'effetto della caratteristica tagliante ed eventualmente provvedere, nella



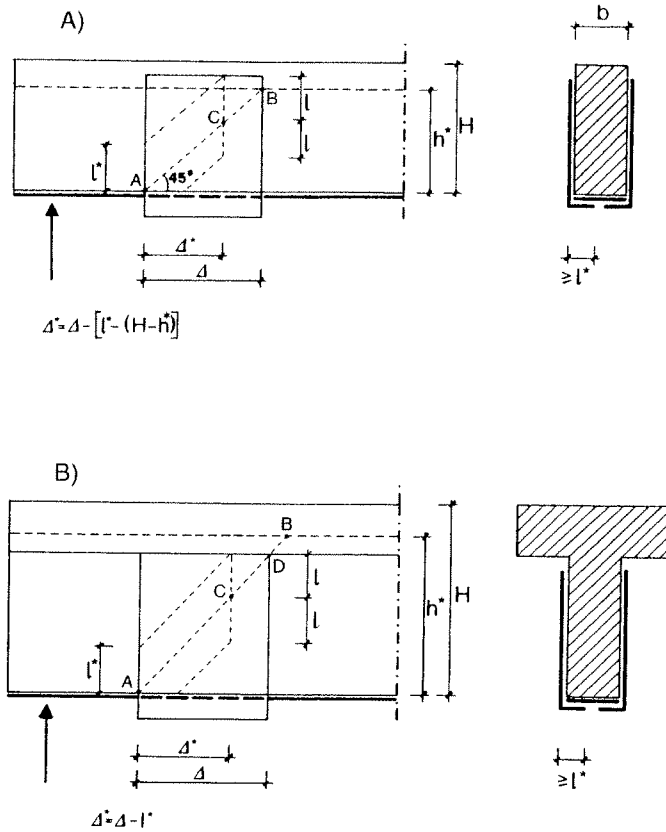


Fig. 15.106. — Calcolo di armature di rinforzo a taglio: A) per trave a sezione rettangolare; B) per trave a sezione a T.

zona ove tale effetto è massimo, con lamierini (che funzionano come staffatura continua) incollati parte per parte sui fianchi della trave stessa.

Il calcolo delle armature di rinforzo a taglio si conduce affidando ad esse la funzione di cucitura di eventuali lesioni. Nell'ipotesi che queste siano inclinate a 45°, lo sviluppo in proiezione orizzontale di una lesione sarà evidentemente pari al braccio di leva ( $h^*$ , fig. 15.106) della coppia resistente interna. Si supponga inoltre che la lamiera di rinforzo ad L abbia lunghezza  $\Delta$  e sia risvoltata sull'armatura tesa per un tratto lungo almeno  $l$ . In tali condizioni la cucitura realizzata dall'armatura è efficace lungo tutti i punti della lesione per i quali vi sia, sopra e sotto di essa (considerando anche il risvolto) una lunghezza in verticale pari a  $l^*$ .

Ciò significa che per le sezioni rettangolari in cui  $H - h^* < l^*$  ed in quelle a T la lunghezza utile dell'armatura avrà un valore ridotto, eguale rispettivamente a:

$$\Delta^* = \Delta - [l^* - (H - h^*)] \quad (\text{fig. 15.106 A})$$

$$\Delta^* = \Delta - l^* \quad (\text{fig. 15.106 B}).$$

Lo sforzo di taglio  $T$ , agente sulla trave rinforzata sarà ripreso in parte dall'armatura a taglio interna già esistente ( $T_i$ ) costituita da staffe e ferri piegati, ed in parte da quella esterna aggiunta ( $T_e$ ):

$$T = T_i + T_e$$

Nell'ipotesi che gli sforzi taglianti siano costanti sul tratto  $\Delta$ , il valore di  $T_i$  su un tratto di lunghezza  $\Delta = h$ , con riferimento al classico *traliccio di MÖRSCH*, vale:

$$T_i = \frac{h^*}{\Delta} (A_u + \sqrt{2} A_p) \sigma_s(a) = (A_u + \sqrt{2} A_p) \sigma_s(a)$$

dove:

$A_u$  ed  $A_p$  sono rispettivamente le aree globali di staffe e ferri piegati disposti sul tratto  $\Delta = h^*$ .

Per  $T_e$  si ha:

$$T_e = \frac{h^*}{\Delta} A_l \sigma_s(l)(a) = A_l \sigma_s(a)$$

( $A_l$  = area lamiera) dopo aver posto  $\sigma_s^0(a) = \sigma_s(a)$  poiché, per l'ipotizzata presenza della lesione, i sovraccarichi inducono le stesse tensioni nell'armatura interna ed esterna. Il valore di  $A_l$  dovrà calcolarsi con riferimento alla lunghezza ridotta, e perciò sarà in totale per le due lamiere disposte sull'anima:

$$A_l = 2\Delta^* s_a$$

( $s_a$  = spessore delle lamiere di rinforzo).

Risulta allora:

$$T_i = [(A_u + \sqrt{2} A_p) + A_l] \sigma_s(a)$$

e quindi:

$$\sigma_s(a) = \frac{T_i}{A_u + \sqrt{2} A_p + A_l}$$

e la verifica si condurrà imponendo che sia:

- per le armature interne:  $\sigma_s(p) + \sigma_s(a) \leq \bar{\sigma}_s$ ,
- per le armature esterne:  $\sigma_s^0(a) = \sigma_s(a) \leq \bar{\sigma}_s(l)$ .

Così operando il livello delle tensioni nell'armatura di rinforzo è sicuramente inferiore a quello ammissibile nelle armature interne, poiché:

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s - \sigma_s(p)$$

Il controllo dell'aderenza per le armature di taglio si conduce imponendo che sia:

$$\frac{T_e}{2\Delta^* l^*} \leq \tau^*$$

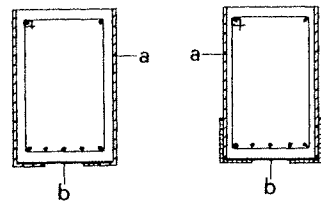


Fig. 15.107. — Impiego di lamiere «incollate» per il rinforzo di una trave a sezione rettangolare: a, lamiere laterali per rinforzo al taglio (assolvono alla funzione di staffe e barre piegate); b, lamiere di fondo per incrementare la capacità portante a flessione.

Nelle figg. 15.107, 15.108 è indicato il rinforzo di una trave.

Nella fig. 15.109 è indicato il rinforzo di un solaio.

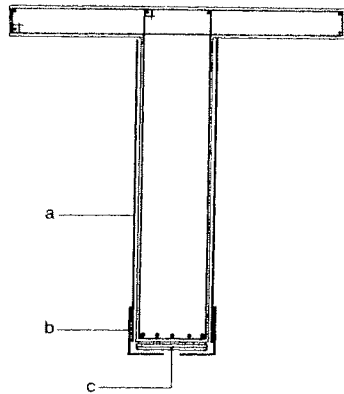


Fig. 15.108. — Impiego di lamiere incollate per il rinforzo di una trave con sezione a T: *a*, lamierini d'acciaio (spess. 3 mm) fissati con resina epossidica; *b*, angolari d'acciaio (3 x 150 x 200 mm) fissati con resina epossidica; *c*, due lamierini d'acciaio (spess. 2 mm) fissati con resina epossidica.

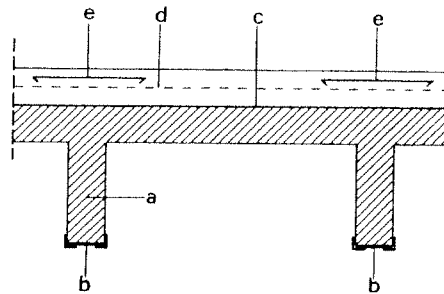


Fig. 15.109. — Rinforzo di solaio: *a*, solaio esistente; *b*, lamiera di fondo per incrementare la capacità portante a flessione; *c*, collante; *d*, cappa per incrementare la resistenza flessionale; *e*, armatura aggiunta.

15.4.10. LA PRESOLLECITAZIONE.

15.4.10.1. *Considerazioni generali.* — Per la progettazione si veda il cap. I.

L'introduzione di un sistema di forze artificialmente imposte può risultare conveniente nel ripristinare costruzioni dissestate o di cui si debba elevare la resistenza ai carichi di esercizio. I mezzi per generare questi stati di coazione possono impiegare sia le tecniche tipiche del c.a.p. (cavi, barre, trefoli da inserire nell'ambito della struttura), sia catene, cerchiate, tiranti, martinetti, manicotti, ecc.

I vantaggi della presollecitazione possono così riassumersi:

- è immediato ottenere le forze direttamente opposte a quelle che originano il dissesto (tiranti pretesi per l'ancoraggio di un muro di sostegno che cede, ecc.);
- è possibile ridistribuire le forze trasferendole dagli elementi più sollecitati a quelli più idonei a sopportarle, modificando lo schema statico d'insieme (tiranti pretesi di collegamento dell'estremità di uno sbalzo a travi o solai superiori, ecc.);
- è possibile porre immediatamente in carico nuove porzioni di fondazione (martinetti per l'imposizione di azioni mutue prestabilite nell'allargamento di una platea, una sottofondazione con pali, ecc.);
- è possibile incrementare direttamente la resistenza di una trave (armature pretese) od indirettamente quella di un pilastro, impedendone l'espansione laterale (cerchiate pretese);
- è possibile realizzare efficaci collegamenti con nuovi elementi di rinforzo inseriti in una costruzione.

Tutti questi interventi «attivi» rispetto a quelli corrispondenti «passivi» (assenza di pretensione) sono caratterizzati dal generare immediatamente quelle forze che, altrimenti, si svilupperebbero in tutto od in parte solo a seguito di ulteriori deformazioni, vale a dire dopo un'ulteriore evoluzione del dissesto.

Le deformazioni associate alla presollecitazione possono inoltre annullare o ridurre le deformazioni o fessurazioni anomale che si fossero verificate durante il dissesto (messa a livello di una mensola eccessivamente deformata, chiusura delle lesioni in una trave, ecc.).

Nel predisporre un intervento che richiede l'uso della presollecitazione occorre tener conto:

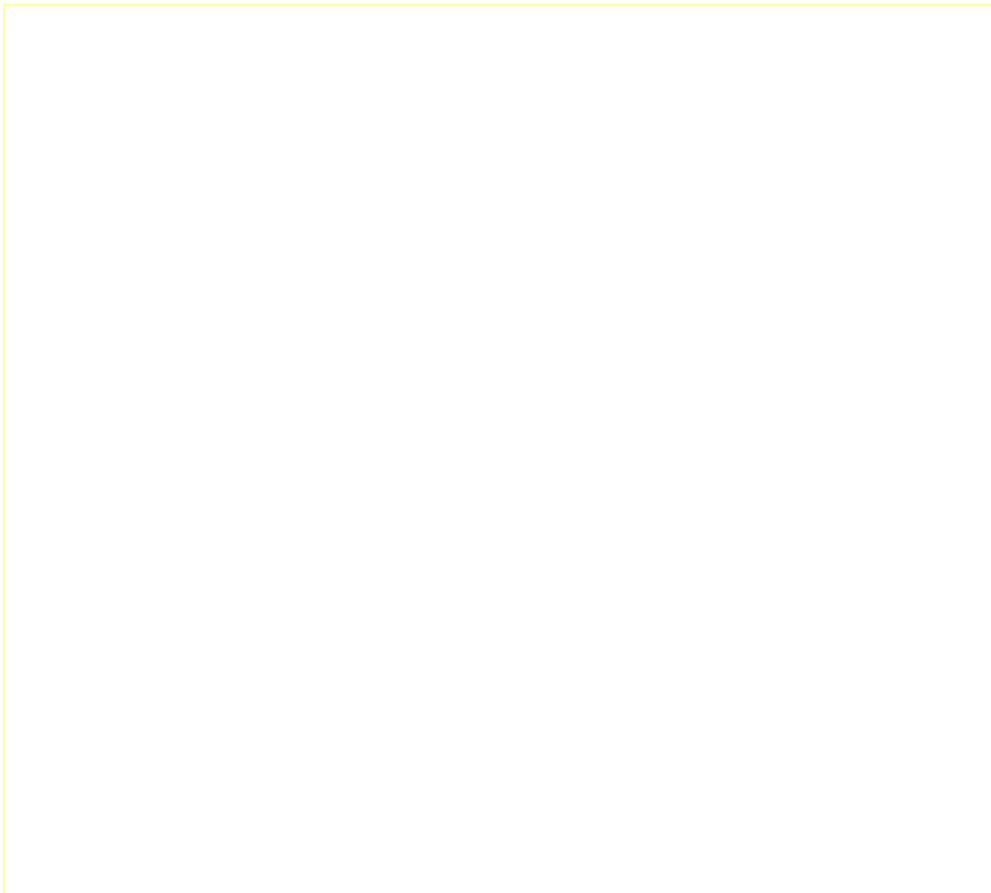
- I — dell'influenza delle deformazioni imposte su elementi secondari (tamponature, parapetti spessi, ecc.) che eventualmente, possono essere resi temporaneamente indipendenti dall'ossatura principale, in modo da consentire a quest'ultima il trasferimento della presollecitazione;

II — nel caso di struttura iperstatica, sollecitazioni indirette si possono generare anche negli elementi non direttamente presollecitati; ciò rende spesso incerto l'effetto della presollecitazione nelle murature, che sono sempre ad elevatissimo grado d'iperstaticità.

Occorre tener conto inoltre dell'alterazione della *distribuzione delle rigidzze* conseguente alla presollecitazione:

I — quando si vogliono richiudere delle lesioni non basta che le forze imposte siano di segno contrario a quelle che ne sono state la causa, ma anche che abbiano una *distribuzione simile*, tali cioè da non generare delle anomale concentrazioni di tensioni in altre parti della costruzione. E ciò non è facile, sia perché non sempre si riesce a conoscere con sufficiente precisione la distribuzione delle forze perturbatrici, sia perché, a causa degli attriti interni, degli scorrimenti e delle plasticizzazioni, il fenomeno è solo in parte reversibile;

II — quando alcuni elementi interessati dalla presollecitazione sono suscettibili di sensibili *deformazioni di tipo viscoso*, gli effetti della presollecitazione possono vanificarsi nel tempo. È il caso della presollecitazione delle fondazioni in un suolo limo-argilloso: l'impiego di «martinetti mobili», collegati cioè mediante un circuito oleo-dinamico a delle pompe e ad un sistema di registrazione delle variazioni nel tempo, delle forze e spostamenti, in modo da poterle ragionevolmente correggere, può tuttavia ovviare a questo inconveniente.



## BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- [1] TAMPONE G., *Il restauro delle strutture di legno*, ed. Hoepli, Milano, 1996.
- [2] FACEIO P., FORABOSCHI P., SIVIERO E., «Volte in muratura con rinforzi in FRP», *l'Edilizia* n° 9/10, 1999.
- [3] RONCA P., GUBANA A., «Mechanical characterisation of wooden structures by means of an in situ penetration test», *Construction and Building Materials*, n° 12, 1998.
- [4] MAILVAGANAM N.P., «Repair and Protection of Concrete Structures», CRC Press, 1992.
- [5] «Verstärken von Tragwerken mit CFK Lamellen», Schulungszentrum TFB, Wi-degg, 1997.
- [6] SIVIERO E., CANTONI R., FORIN M., *Durabilità delle opere in calcestruzzo*, ed. F. Angeli, Milano 1995.
- [7] TATTONI S., «Contributo al calcolo degli incollaggi acciaio-calcestruzzo», *Not. AICAP* n° 2, Febbraio 1980.
- [8] TATTONI S., «Sulla verifica di sezioni inflesse in conglomerato armato rinforzate mediante placcaggio», *Atti Congresso CTE*, 1986.
- [9] AVRAMIDOU N., *Criteri di progettazione per il restauro delle strutture in cemento armato*, ed. Liguori, Napoli, 1990.
- [10] «Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)», *CEB Bulletin d'Information* n° 162, August 1983.
- [11] «Repairability of Fire Damaged Structures», *CIB Report W14*, May 1989.
- [12] «The Reinstatement of Fire Damaged Steel and Iron Framed Structure», *British Steel Corporation, Swinden Laboratories*, 1986.