

# Criteria per il progetto della riparazione di strutture danneggiate in c.a. in relazione agli stati limite raggiunti

Comunicazione del Prof. Ing. Emanuele Filiberto Radogna (\*)

## 1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

La riparazione di strutture in c.a. e c.a.p. non è un evento raro: da una parte il raggiungimento degli stati limite di servizio (fessurazione, eccessiva deformazione) è associato a valori di probabilità di occorrenza relativamente elevati, dall'altra il deterioramento dei materiali per cause ambientali fa parte di processi naturali permanentemente in atto, aggravati da fenomeni artificiali di inquinamento delle acque e dell'atmosfera. Anche errori di progetto e difetti di esecuzione possono comportare riparazioni e probabilmente proprio per evitare il discredito che potrebbe derivarne, la divulgazione di notizie sulla riparazione di opere recenti è molto limitata. Una simile riservatezza nuoce alla diffusione di utili esperienze ed ostacola la prevenzione di inconvenienti analoghi.

L'esigenza di approfondire in modo razionale lo studio delle riparazioni si è venuta affermando negli ultimi anni sulla base di due stimoli: la revisione critica dei concetti basilari della filosofia della sicurezza, che già informano universalmente i metodi di progetto delle costruzioni nuove, e la disponibilità di materiali non tradizionali (resine e malte epossidiche, calcestruzzi a ritiro controllato, calcestruzzi impregnati con polimeri, calcestruzzi rinforzati con fibre) che consentono nuove tecniche di riparazione.

Il Convegno Inter-Associazioni tenuto a Liegi nel giugno 1975, dedicato al comportamento in servizio delle opere in calcestruzzo, ha rappresentato un momento significativo di questa fase di riflessione e di sintesi, come testimoniano le memorie che riguardano non soltanto la descrizione dei fenomeni di deterioramento e delle tecniche di riparazione, ma anche il controllo sperimentale del comportamento delle strutture riparate ed il grado di idoneità dei metodi di calcolo standard per valutarne le rinnovate capacità di pre-

stazione, sia dal punto di vista della resistenza che da quello della deformabilità.

Va tenuto inoltre presente che dal punto di vista economico il problema delle riparazioni ha un peso non trascurabile, soprattutto per certi tipi di costruzioni particolarmente esposte all'usura ed alle intemperie (pavimentazioni stradali, rivestimenti di canali, impalcati da ponte). Nell'analisi costi-benefici le riparazioni incidono sui costi di esercizio, da valutare in relazione alla durata economica dell'opera, che, a sua volta, viene influenzata dal costo della manutenzione, crescente, in generale, nel tempo, per l'aggravarsi dei fenomeni di degradazione.

I problemi che si pongono al progettista di una riparazione sono, sostanzialmente, i seguenti:

- a) accertamento delle caratteristiche meccaniche dei materiali dell'elemento danneggiato;
- b) esame dei fenomeni di danneggiamento e accertamento delle cause che hanno portato al raggiungimento di uno o più stati limite;
- c) scelta della tecnologia della riparazione, in rapporto allo stato limite raggiunto, alle cause che lo hanno determinato, alla morfologia del componente strutturale o della struttura, alle prestazioni complessive ad esso richieste dopo la riparazione;
- d) valutazione del comportamento del componente strutturale riparato mediante appropriati modelli di calcolo, atti a simulare in modo sufficientemente attendibile la risposta dell'organismo resistente generalmente composito, alle azioni future, sia per quanto riguarda la resistenza che la deformazione;
- e) misura della sicurezza della sezione (o componente, o struttura) riparata, per rapporto agli stati limite ultimi e di servizio;
- f) valutazione del costo della riparazione secondo il sistema prescelto, confronto con soluzioni alternative, decisione finale sulla soluzione da adottare.

(\*) Professore incaricato di Tecnica delle Costruzioni I (Corso A.) Istituto di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria di Roma.

Scopo della presente nota è quello di contribuire alla sistematizzazione della problematica suddetta, con particolare riguardo alla scelta del sistema di riparazione, limitatamente ai componenti portanti delle costruzioni in c.a. o c.a.p., operando nell'ambito delle metodologie della sicurezza al livello I, quelle, cioè, che si basano sulla impostazione semi-probabilistica e che impiegano coefficienti parziali di minorazione delle resistenze e di maggiorazione delle azioni.

Pertanto, dopo alcune questioni preliminari di terminologia e dopo un breve richiamo sui punti salienti del metodo degli stati limite, si discute il problema della scelta del sistema di riparazione come un processo articolato in quattro fasi:

— analisi della risposta del componente da riparare all'atto del raggiungimento dello stato limite che lo ha danneggiato (crisi del calcestruzzo, dell'acciaio, dell'aderenza);

— analisi delle cause che hanno condotto il componente allo stato limite (azioni eccessive o non previste, cedimenti di fondazione, perdita di durezza, errori di progetto o di costruzione);

— individuazione di un primo gruppo di requisiti del sistema di riparazione, conseguenti allo stato limite raggiunto ed alle cause che lo hanno determinato (trasmissione di sforzi tangenziali e superfici di ripresa, andamento isostatiche e superfici di ripresa, moduli elastici e coefficienti di creep dei materiali aggiunti);

— individuazione di un ulteriore gruppo di requisiti del sistema di riparazione, dipendenti dalla morfologia della struttura (sezione trasversale aperta o chiusa, dimensioni assolute, vincoli) e dalle condizioni ambientali (sotto acqua, in sotterraneo, a grande altezza rispetto al piano di campagna, con o senza possibilità di messa fuori servizio durante la riparazione, ecc.).

## 2. QUESTIONI PRELIMINARI

La riparazione di costruzioni in c.a. ed in c.a.p. non pone ai nostri giorni — almeno nella generalità dei casi — quei problemi delicati di conservazione e di rivelazione propri del restauro di opere murarie aventi interesse storico e monumentale. Ciò deriva essenzialmente dal fatto che le costruzioni in c.a. e c.a.p. sono di origine molto recente: basta pensare che viene citato come primo edificio interamente in c.a. ad uso abitazioni una costruzione realizzata in Inghilterra da William Boutland Wilkinson nel 1865 e che uno dei primi ponti in c.a.p. è stato costruito nel 1941-42 in Germania sul fiume Neisse, presso Löwen, vicino alla confluenza con l'Oder. A parte l'attuale minore interesse per le costruzioni in c.a. e c.a.p. dal punto di vista storico, interesse che peraltro andrà aumentando col trascorrere del tempo, va anche tenuta presente la grande differenza con le strutture murarie per quanto riguarda l'attitudine a subire interventi locali di modifica. Mentre la muratura, con la tecnica del «cuci e scuci» consente agevolmente alterazioni anche rilevanti rispetto alla situazione iniziale, il c.a. ed il c.a.p. rendono molto problematico qualsiasi intervento analogo, al punto che le difficoltà di operare modifiche sulle strutture esistenti e di

procedere a demolizioni sono considerate come tipici inconvenienti del c.a. e del c.a.p. rispetto alle costruzioni in acciaio ed alle murature.

Ciò premesso l'impiego dei termini: riparazione, rafforzamento, consolidamento, restauro statico riferiti al c.a. ed al c.a.p. non dovrebbe dar luogo a confusioni con i problemi del vero e proprio restauro dei monumenti. Tuttavia, dato il carattere metodologico delle presenti considerazioni, si preferisce utilizzare i termini riparazione e rafforzamento per le costruzioni non aventi carattere storico e monumentale, riservando i termini consolidamento e restauro per quelle monumentali, in conformità al loro impiego nella «Carta di Venezia», approvata dal Secondo Congresso Internazionale degli Architetti e Tecnici dei Monumenti (25-31 maggio 1964).

Nell'ambito della presente nota si adottano le seguenti definizioni:

**Riparazione:** intervento su una struttura danneggiata, con la finalità di ripristinare, in tutto o in parte, le caratteristiche di prestazione preesistenti al danneggiamento. Nelle opere in calcestruzzo la delimitazione fra lavori di manutenzione e di riparazione non è sempre netta, trattandosi di differenze più quantitative che qualitative.

**Rafforzamento:** intervento su una struttura non necessariamente danneggiata, allo scopo di aumentarne la capacità portante rispetto alla situazione preesistente. Il rafforzamento di una struttura non danneggiata si presenta di regola in occasione di cambiamenti di destinazione, che comportano un aumento dei sovraccarichi fissi e mobili. Nel caso di una struttura di c.a. danneggiata, all'aumento della capacità portante conseguente al rafforzamento non fa riscontro, di solito, un adeguato aumento della rigidità. Va peraltro segnalato che certi interventi di rafforzamento possono ridurre la duttilità di sezioni e di componenti, ciò che è in generale dannoso non solo in zona sismica ma anche per la sicurezza allo stato limite ultimo di qualsiasi struttura iperstatica.

## 3. CARATTERI SALIENTI DELLA METODOLOGIA DELLA SICUREZZA AL LIVELLO I

Secondo una proposta, formulata nel 1973 da Ferry Borges e Castanheta ed accolta largamente nella letteratura specialistica, i metodi per la misura della sicurezza basati sulla impostazione probabilistica vengono classificati in tre categorie, chiamate «livelli». I livelli variano fra loro tenuto conto del tipo di approssimazione adottato e del modo con il quale si misura la sicurezza; le differenze fra i vari livelli sono dunque essenzialmente operative e non concettuali.

Per chiarezza di esposizione conviene partire dal livello III, il più complesso, per passare ai livelli II e I, via via più semplici.

**Livello III.** In questo livello l'analisi della sicurezza è basata sulla impostazione probabilistica completa, secondo la quale tutte le variabili aleatorie in gioco sono considerate attraverso le rispettive funzioni di distribuzione. L'analisi del comportamento della struttura permette di individuare nello spazio delle variabili aleatorie un dominio di sicurezza, delimitato dalla superficie di rottura dove il

termine « rottura » è usato in senso generalizzato, per indicare un qualsiasi stato limite. La misura della sicurezza è espressa dalla probabilità che il vettore delle variabili aleatorie sia contenuto nel dominio di sicurezza.

*Livello II.* Mentre nel livello III la superficie di rottura è considerata nella sua totalità, nel livello II si opera una discretizzazione della superficie stessa, considerando un numero limitato di punti e, in certi casi, uno solo.

La misura della sicurezza è espressa dall'« indice di sicurezza  $\beta$  », che ha il significato geometrico di minima distanza fra la superficie di rottura discretizzata e l'origine degli assi cartesiani che definiscono lo spazio delle variabili normalizzate.

*Livello I.* A differenza dei livelli precedenti, le variabili aleatorie sono considerate non tramite le rispettive funzioni di distribuzione ma, più semplicemente, mediante i loro « valori caratteristici », cioè i frattili associati alla probabilità del 5% per le resistenze e del 95% per le azioni. In questo modo la trattazione analitica utilizza i noti algoritmi della tradizionale formulazione deterministica. I valori caratteristici delle resistenze e delle azioni (o degli effetti delle azioni) sono quindi trasformati nei rispettivi « valori di calcolo », dividendo i primi per i coefficienti parziali  $\chi_n$  e moltiplicando i secondi per i coefficienti parziali  $\gamma_f$ . La verifica consiste nell'accertare che il valore di calcolo delle azioni (o degli effetti delle azioni) non superi il valore di calcolo, dimensionalmente omogeneo, delle resistenze. Si dimostra che è sempre possibile, per una data struttura, calibrare i valori dei coefficienti parziali in modo da ottenere, in corrispondenza della uguaglianza fra i suddetti valori di calcolo, la stessa probabilità di rottura, determinata con i metodi dei livelli III e II. Ciò non è più possibile se si mantengono invariati gli stessi coefficienti parziali per qualsiasi tipo di struttura: in questo caso si hanno deviazioni inevitabili rispetto al valore standard accettato a priori per la probabilità di crisi (in genere da  $10^{-5}$  a  $10^{-7}$ ). La grande semplicità operativa che si ottiene utilizzando valori costanti dei coefficienti parziali e la modesta entità delle deviazioni che ne conseguono hanno indotto ad accettare tali deviazioni, impegnando gli estensori delle norme a scegliere i coefficienti parziali in modo da rendere per quanto possibile minimo il divario rispetto alla probabilità di collasso standard. Il metodo degli stati limite, nella formulazione delle Raccomandazioni CEB-FIP e delle Istruzioni CNR 1976, soddisfa ai requisiti che caratterizzano il livello I. La sua denominazione non mette in evidenza questa fondamentale prerogativa, ma sottolinea piuttosto la esigenza di considerare il comportamento della struttura in rapporto a differenti capacità di prestazione, considerate attraverso il corrispondente « stato limite ». Lo stato limite è definito come lo stato, raggiunto il quale, la struttura, o uno dei suoi elementi costitutivi (componenti) non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita.

In generale gli stati limite si dividono in due categorie:

a) stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo della capacità portante, associati a probabilità di crisi dell'ordine di  $10^{-5} \div 10^{-7}$ ;

b) stati limite di servizio, legati alle esigenze di impiego normale e di durata, associati alla probabilità di essere raggiunti, dell'ordine di  $10^{-2} \div 10^{-3}$ .

La differenza fra i valori delle probabilità ammesse per le due categorie di stati limite si giustifica facilmente, tenendo conto della diversa gravità delle conseguenze, derivanti dal raggiungimento dei rispettivi stati limite.

Va peraltro osservato che i valori delle probabilità ritenuti ammissibili per gli stati limite ultimi presuppongono che sia in fase di costruzione che durante l'esercizio si operi secondo i normali criteri di perizia, di diligenza, di prudenza. In altri termini atti compiuti con imperizia, negligenza, imprudenza ovvero eventi imprevedibili di forza maggiore possono condurre alla crisi di strutture che siano state concepite correttamente per far fronte ad eventi di carattere normale.

Quando una struttura raggiunge uno degli stati limite ultimi non sempre è possibile o conveniente ripararla, tuttavia dal punto di vista della tecnica delle riparazioni è ugualmente interessante esaminare quali possibilità esistono in queste circostanze estreme.

A tal fine conviene predisporre un elenco dettagliato di stati limite, sia ultimi che di servizio, mettendo in evidenza per ciascuno di essi i fenomeni fisici più significativi per lo studio della riparazione.

#### 4. STATI LIMITE E FENOMENI FISICI ASSOCIATI

Il raggiungimento di un generico stato limite rappresenta la specifica risposta del componente strutturale ad una domanda superiore alle proprie capacità di prestazione. L'esame dei fenomeni di danneggiamento corrispondenti fornisce quindi informazioni utili per la individuazione di tale particolare domanda, cioè della causa dell'evento critico.

Prima di passare all'esame dei vari stati limite e dei fenomeni mediante i quali essi si manifestano, è bene sottolineare che la lista degli stati limite, siano essi ultimi oppure di servizio, è una lista « aperta », nel senso che, in relazione ad una data struttura, è in generale possibile identificare ulteriori fenomeni pericolosi o semplicemente indesiderabili, rispetto a quelli di una precedente elencazione.

Il bollettino CEB n. 117 considera cinque stati limite ultimi (equilibrio statico di una parte o dell'insieme della struttura, assimilata ad un corpo rigido, trasformazione della struttura in un meccanismo, stati limite ultimi di resistenza o di deformazioni eccessive di sezioni critiche, instabilità, fatica) e tre stati limite di utilizzazione (fessurazione, deformazioni, vibrazioni). Per alcuni degli stati limite suddetti sono previste ulteriori suddivisioni. In particolare nel caso degli stati limite ultimi di resistenza vengono distinti quelli dovuti a sollecitazioni normali (flessione e sforzo normale) da quelli dovuti a sollecitazioni tangenziali (aderenza, ancoraggi, sforzo di taglio, torsione, punzonamento).

Nell'ambito degli stati limite ultimi dovuti a sollecitazioni normali ed a quelli dovuti a sollecitazioni tangenziali si hanno poi ulteriori suddivisioni in base alle modalità dei fenomeni di crisi, i quali dipendono essenzialmente dalla morfologia del componente strutturale e dalle percentuali di armatura longitudinale e trasversale.

Sempre con riferimento alla stesura del bollettino 117, i problemi concernenti la durezza non vengono classificati esplicitamente come stati limite indipendenti, ma considerati indirettamente nella verifica allo stato limite di fessurazione. Ciò premesso, si passa alla elencazione dei singoli casi.

#### 4.1. Stati limite ultimi

4.1.1. *Equilibrio statico di una parte o dell'insieme della struttura, considerata come corpo rigido*: l'esempio classico è quello delle verifiche al ribaltamento e allo scorrimento di un muro di sostegno.

4.1.2. *Trasformazione di una struttura in un meccanismo*: escluso il caso banale di strutture isostatiche, per le quali la rottura di una sezione coincide con la labilizzazione del sistema e la crisi, lo stato limite riguarda le strutture iperstatiche monodimensionali, le strutture a grandi pannelli, le piastre.

#### 4.1.3. Superamento della resistenza di sezioni critiche

##### 4.1.3.1. Sotto sollecitazioni normali (N, M)

4.1.3.1.1. Fessurazione del calcestruzzo teso, seguita, sotto carichi crescenti, dallo snervamento delle armature tese, che segna il raggiungimento della massima capacità portante, cioè dello stato limite. Nel caso di sezioni inflesse, dopo lo snervamento dell'acciaio, a causa dei forti allungamenti delle armature, il calcestruzzo si schiaccia, ma la causa primaria del collasso resta sempre lo snervamento dell'acciaio.

Questo tipo di rottura si ha per percentuali di armatura inferiori a quella critica, cioè per i casi normali di travi inflesse. (Ted.: Biegezugbruch).

4.1.3.1.2. Rottura improvvisa della sezione per strappo dell'armatura tesa all'atto della fessurazione del calcestruzzo teso. Avviene soltanto nel caso di percentuali molto basse di armatura. Prima della fessurazione, tutta la trazione è equilibrata dal calcestruzzo, teso ma non ancora fessurato. Dopo la fessurazione, la trazione dovrebbe essere equilibrata dall'armatura, che però, essendo insufficiente, si snerva subito provocando la crisi della sezione. (Ted.: Schlagartiger Biegezugbruch). In altri termini, il momento resistente della sezione nel II stadio (fessurata) è minore di quello della sezione nel I stadio (non fessurata).

4.1.3.1.3. Rottura per schiacciamento del calcestruzzo; la sezione è parzializzata (II stadio), ma l'acciaio teso è ancora in campo elastico. Si verifica quando la percentuale di armatura è uguale o superiore a quella critica. Il margine di avvertimento dovuto alla fessurazione è molto modesto. (Ted.: Biegedruckbruch). E' la rottura tipica dei pilastri.

4.1.3.1.4. Rottura per schiacciamento del calcestruzzo; la sezione non è fessurata (I stadio). E' il caso dei pilastri con piccola eccentricità. Non c'è preavviso dovuto alle fessure; la rottura è a carattere fragile. (Ted.: Schlagartiger Biegedruckbruch).

##### 4.1.3.2. Sotto sollecitazioni tangenziali:

###### 4.1.3.2.1. Aderenza, ancoraggi

Può verificarsi in tutti i tipi di armatura, longitudinali, inclinati, trasversali. Lo scorrimento dell'armatura rispetto al calcestruzzo determina la crisi della collaborazione dei due materiali cioè la crisi del sistema resistente in parallelo che è il cemento armato. Le regole date dalla normativa sulle disposizioni costruttive degli ancoraggi e delle sovrapposizioni garantiscono dal pericolo che si verifichi questo stato limite.

###### 4.1.3.2.2. Prevalente sollecitazione tagliante (M, T)

4.1.3.2.2.1. Rottura di tipo fragile per lesione obliqua, dovuta alle tensioni principali di trazione, che attraversa la trave per tutta l'altezza. Si verifica nel caso di assenza o di percentuale molto bassa di armatura trasversale (solette, piastre), per cui non si può formare il traliccio di Mörsch. (Ted.: Schubbiegebruch; Ingl.: Diagonal tension failure).

4.1.3.2.2.2. Rottura di tipo duttile, per snervamento dell'armatura trasversale, dopo la fessurazione obliqua (II stadio). In questo caso il traliccio di Mörsch può formarsi. Come conseguenza dello snervamento dell'armatura trasversale, il calcestruzzo del corrente superiore compresso può schiacciarsi, come nel caso della flessione (v. 4.1.3.1.1). (Ted.: Schubzugbruch in Balken mit normaler Stegdicke; Ingl.: Web reinforcement failure).

4.1.3.2.2.3. Rottura caratteristica di sezioni a doppio T con anima molto stretta (caso del c.a.p.): inizia con lesioni oblique verso gli appoggi, che sono contenute solo nell'anima, senza interessare, almeno all'inizio, la soletta inferiore. Se l'armatura trasversale è debole, la lesione prosegue dall'anima verso il basso attraverso la soletta inferiore e la trave cede. (Ted.: Schubzugbruch in Balken mit duennen Stegen).

4.1.3.2.2.4. Quando la sezione ha le stesse caratteristiche del caso precedente, ma l'armatura trasversale è forte, dopo l'apparizione delle lesioni oblique nell'anima, l'armatura trasversale resta in campo elastico.

4.1.3.2.2.5. Nel caso di sezione a T composta da una nervatura prefabbricata e da una soletta o gettata in opera o anch'essa prefabbricata, può verificarsi il distacco delle due parti per insufficienza del sistema di collegamento. Esso può essere costituito da risalti predisposti all'estradosso della nervatura prefabbricata perché vi si immorsi il getto in opera della soletta, ovvero da staffe emergenti dalla nervatura. Se la soletta è anch'essa prefabbricata, le staffe corrispondono ad alloggiamenti predisposti nella soletta, da sigillare con un getto in opera. A causa del distacco della soletta, la sezione resistente si riduce a quella della nervatura, che può cedere per flessione o per prevalente azione del taglio.

###### 4.1.3.2.3. Torsione pura

4.1.3.2.3.1. Rottura per snervamento dell'armatura tesa. Si verifica dopo la fessurazione (II stadio) e corrisponde al comportamento previsto dal calcolo.

4.1.3.2.3.2. Rottura per strappo dell'armatura. Ha carattere fragile ed avviene al momento della fessurazione obliqua (passaggio dal I al II stadio), perché il momento interno della sezione nel I stadio è maggiore del momento interno della sezione nel II stadio. (Ted.: Torsions-Zugbruch).

4.1.3.2.3.3. Rottura per schiacciamento delle eliche compresse. E' attribuita al fatto che le tensioni effettive nelle eliche compresse sono maggiori di quelle previste dalla teoria del traliccio spaziale, a causa di forti eccentricità dello sforzo normale nelle eliche stesse. Non esiste peraltro una estesa sperimentazione in proposito. (Ted.: Torsions-Druckbruch).

4.1.3.2.3.4. Rottura per trazione del calcestruzzo in corrispondenza degli spigoli. Si manifesta nel caso di sezione rettangolare e di staffe rade. In questo caso le bielle che formano le eliche compresse e che spingono verso l'esterno (spinte a vuoto) possono essere espulse all'infuori, con rottura degli spigoli. (Ted.: Ausbrechen von Kanten).

#### 4.1.3.2.4. *Punzonamento*

Lo stato limite ultimo è caratterizzato dalla formazione di un tronco di cono la cui direttrice è costituita dal contorno dell'area caricata sulla piastra e le cui generatrici sono inclinate sul piano della piastra di un angolo generalmente compreso fra 30° e 35°. Secondo le ricerche di S. Kinnunen e H. Nylander la crisi avviene per rottura del calcestruzzo compresso nella zona del colletto conico intorno all'appoggio.

#### 4.1.4. *Stato limite ultimo per pilastri snelli*

A causa delle imperfezioni inevitabili è sempre presente una eccentricità iniziale che conferisce al fenomeno il carattere di instabilità progressiva.

La crisi può avvenire in due modi, per rottura dei materiali o per instabilità della configurazione in campo anelastico.

4.1.4.1. Schiacciamento del calcestruzzo (cfr. 4.1.3.1.3.). Si verifica per snellezze medie.

4.1.4.2. Instabilità della configurazione. Si verifica per snellezze elevate. L'asta continua ad inflettersi fino alla completa rottura.

Entrambi i fenomeni sono incrementati dallo scorrimento viscoso che il calcestruzzo subisce per il solo effetto dei carichi permanenti.

#### 4.1.5. *Rotture per fatica*

In genere si verificano nelle armature tese dopo la formazione delle fessure, a causa dell'incremento di variazione della tensione che si ha passando dal I al II stadio. Poiché tale incremento è maggiore nelle travi in c.a.p. rispetto a quelle in c.a., il pericolo di rottura per fatica è maggiore nelle travi in c.a.p. fessurate.

La rottura per fatica dell'armatura ha le caratteristiche tipiche della rottura di schianto.

Anche il calcestruzzo presenta una sua resistenza a fatica, che risulta circa il 60% di quella statica.

## 4.2. Stati limite di utilizzazione

### 4.2.1. *Fessurazione*

4.2.1.1. decompressione: interessa nel caso di armature sensibili alla corrosione. Passando da un ambiente molto aggressivo ad uno poco aggressivo, la verifica alla decompressione va associata a combinazioni di azione da frequenti a quasi permanenti;

4.2.1.2. formazione delle lesioni: interessa nei casi eccezionali, in cui una sola occorrenza delle combinazioni rare è determinante;

4.2.1.3. apertura delle lesioni: le precisazioni e le limitazioni che vengono date dalle Raccomandazioni CEB riguardano le sollecitazioni normali (N, M) e le fessure sensibilmente normali alle armature longitudinali, non le lesioni oblique dovute al taglio e alla torsione ed eventuali altri tipi di lesioni. I valori numerici delle ampiezze ammissibili, da 0,1 a 0,3 millimetri, vanno intesi come una maniera convenzionale di prendere delle precauzioni rispetto alle conseguenze dannose che potrebbero derivare da una fessurazione eccessiva.

4.2.2. *Deformazione*: passando dal I al II stadio le deformazioni aumentano considerevolmente, a causa della riduzione del momento d'inerzia; questa riduzione è relativamente maggiore nel caso della torsione rispetto a quello della flessione.

4.2.3. *Vibrazione*: è considerato uno stato limite piuttosto infrequente, che può acquisire interesse in casi particolari, quando il vento od il funzionamento di macchine inducono vibrazioni tali da interferire negativamente con le condizioni di utilizzazione.

### 4.3. Considerazioni particolari sugli effetti della degradazione e della corrosione intesi come stati limite

In alcuni documenti del CEB e nelle Istruzioni sperimentali CNR 1976 la degradazione e la corrosione sono incluse fra gli stati limite ultimi e di utilizzazione, mentre nella proposta per la terza edizione delle Raccomandazioni CEB/FIP (Bollettino 117) la durezza delle armature è garantita attraverso il controllo della fessurazione.

Entrambe le posizioni sono valide e sono in realtà complementari: la prima ricorda al progettista strutturale l'esistenza di fenomeni pericolosi che non sono prodotti da forze o da deformazioni impresse e che sfuggono, come tali, agli algoritmi classici della Meccanica applicata alle costruzioni; la seconda fornisce un metodo di prevenzione, sia pure limitatamente ad uno solo dei fenomeni di deterioramento, espresso con grandezze familiari ai Tecnici del c.a. e c.a.p.

A parte considerazioni estetiche e funzionali, il danneggiamento locale determinato da fenomeni fisici e chimici (anch'essi da definire come « azioni » in senso generalizzato) influisce in senso negativo sulle caratteristiche di resistenza delle sezioni, alterando i materiali, riducendo gli spessori, provocando discontinuità. Nel confronto fra gli effetti delle forze e delle deformazioni impresse (domanda) e la resistenza delle sezioni (capacità), tipico di ogni veri-

fica agli stati limite, avviene dunque che le azioni fisiche e chimiche risultano pericolose quando riducono la capacità, mentre le azioni meccaniche sono pericolose quando aumentano la domanda.

Dal punto di vista del raggiungimento di un certo stato limite le due tendenze (diminuzione della capacità, incremento della domanda) operano in modo simmetrico e si può anche pensare ad un criterio di equivalenze fra effetti dei carichi ed effetti di agenti chimico-fisici, quando siano tali da produrre lo stesso aumento della probabilità di raggiungere lo stato limite considerato.

D'altra parte la gradualità con la quale questi fenomeni si evolvono nel tempo e la periodicità delle ispezioni alle opere esposte alle azioni ambientali fanno sì che il carattere del danneggiamento sia più di stato limite di utilizzazione che non di stato limite ultimo. Tali caratteristiche consentono l'approccio sistematico verso le riparazioni dirette, volte al ripristino della situazione iniziale, sotto la duplice ipotesi che detta situazione sia sicura per rapporto agli stati limite dovuti alle forze ed alle deformazioni impresse e che non vi siano interferenze fra gli effetti delle azioni chimico-fisiche e gli effetti delle azioni dirette e indirette.

## 5. LE AZIONI CHE PROVOCANO IL RAGGIUNGIMENTO DEGLI STATI LIMITE

Durante la fase di progetto di una costruzione nuova, gli stati limite che vengono verificati sono di regola associati unicamente ad effetti di forze esterne direttamente applicate o di deformazioni impresse. Lo studio approfondito dei particolari costruttivi, l'impiego di materiali selezionati, la esecuzione coscienziosa ed intelligente da parte di maestranze qualificate, i controlli sistematici in corso d'opera e quelli di collaudo, la sorveglianza attenta in fase di utilizzazione, la manutenzione accurata e tempestiva costituiscono, nel loro complesso, un sistema di operazioni logicamente concatenate, che limitano il campo delle azioni pericolose alle forze ed agli stati di coazione.

Nella realtà si deve prendere atto che anche altri fenomeni concorrono al raggiungimento degli stati limite, le azioni fisiche e chimiche, di cui si è già fatto cenno nel punto 4.3 e gli errori sia di progetto che di esecuzione.

Per lo studio delle riparazioni è naturalmente necessario avere preliminarmente individuato le cause dei danneggiamenti, che, in generale, sono più di una e che spesso interagiscono fra loro, esaltando l'effetto avverso.

La ricerca delle cause è agevolata dalla loro elencazione, che funge da pro-memoria e che può essere utilizzata in un procedimento di eliminazione successiva.

La seguente elencazione, che ha carattere prevalentemente esemplificativo, si basa sui documenti CEB e sugli Atti del Convegno Inter-Associazioni di Liegi.

### 5.1. Azioni meccaniche

#### 5.1.1. Azioni dirette (forze)

Ai fini del raggiungimento di uno stato limite interessano i valori più elevati delle forze, che in una distribuzione statistica normale sono associati a basse probabilità

di comparizione. Se però la distribuzione è disimmetrica col massimo spostato verso i valori maggiori della variabile aleatoria, ovvero se in una distribuzione simmetrica la dispersione è elevata o, infine, se l'evento avverso, per la sua intrinseca rarità, non è stato preso in considerazione dalla normativa sui carichi, allora è possibile che uno stato limite venga raggiunto per effetto di azioni dirette, specialmente di quelle associate a fenomeni tipicamente aleatori.

5.1.1.1. *Carichi fissi*: peso proprio del componente portante, pesi propri dei componenti portati. E' bene controllare sul posto lo spessore dei massetti di sottofondo e delle pendenze, nonché la natura del materiale impiegato, perché a volte determinano pesi sensibilmente maggiori rispetto a quelli considerati normali e riportati sui manuali. In questi casi la semplice rimozione dello strato inutilmente pesante e la sua sostituzione con materiali a basso peso specifico o con intercedini permette di recuperare per i sovraccarichi di servizio una quota parte della capacità portante.

5.1.1.2. *Carichi variabili* (nel tempo, nello spazio, verticali, orizzontali, statici, dinamici)

5.1.1.2.1. di utilizzazione (sovraccarichi accidentali per edifici civili e industriali, per ponti stradali e ferroviari, ecc.)

5.1.1.2.2. climatici:

5.1.1.2.2.1. neve

5.1.1.2.2.2. vento

5.1.1.2.3. azioni sismiche

5.1.1.2.4. spinta di fluidi

5.1.1.2.5. spinta di materiali incoerenti insilati

5.1.1.2.6. spinta delle terre

Tenuto conto del carattere essenzialmente aleatorio della maggior parte dei carichi di questa categoria, può risultare molto problematica la determinazione della intensità del carico variabile che ha prodotto un certo danneggiamento. E' il caso degli impalcati dei ponti stradali, nei quali le solette risultano spesso fessurate in conseguenza del transito di veicoli carichi oltre i valori nominali ovvero per la concomitanza di azioni impulsive dovute ad irregolarità della pavimentazione o dei giunti ed alle alte velocità di percorrenza.

5.1.2. *Azioni indirette* (deformazioni impresse)

5.1.2.1. naturali

5.1.2.1.1. variazioni termiche

5.1.2.1.2. ritiro del calcestruzzo

5.1.2.1.3. spostamenti di vincoli (cedimenti differenziali delle fondazioni)

5.1.2.2. artificiali: pre-sollecitazione

5.1.3. *Azioni aventi carattere eccezionale*

Si tratta di fenomeni con probabilità di occorrenza molto bassa, che possono determinare conseguenze molto dannose per la loro forte intensità.

5.1.3.1. Fenomeni naturali

5.1.3.1.1. Alluvioni

- 5.1.3.1.2. Terremoti in zone non considerate sismiche
- 5.1.3.1.3. Frane
- 5.1.3.1.4. Valanghe
- 5.1.3.1.5. Uragani, tornados
- 5.1.3.2. Fenomeni connessi con attività umane
- 5.1.3.2.1. Incendi
- 5.1.3.2.2. Esplosioni
- 5.1.3.2.3. Atti di guerra e di sabotaggio
- 5.1.3.2.4. Collisioni di veicoli (terrestri, navali, aerei) contro strutture.

Una parte dei fenomeni ricordati hanno il carattere di eventi di forza maggiore, per es. quelli di origine atmosferica, mentre le esplosioni di gas negli edifici sono piuttosto conseguenza di comportamento negligente e imprudente.

Nel progetto di una costruzione nuova non si effettuano verifiche per lo stato limite ultimo raggiunto a causa di esplosioni o di urti in genere, ma si cerca di limitare le conseguenze del danno, conferendo un comportamento duttile, cioè atto a dissipare energia senza perdita della capacità portante, attraverso una razionale scelta dello schema statico e dei materiali e un accurato studio dei dettagli costruttivi. Nello studio della riparazione di un elemento danneggiato da esplosioni si deve tener presente che le lesioni prodotte da un'onda d'urto hanno un andamento notevolmente differente da quelle prodotte da un carico statico: basta pensare che un'onda di compressione che investe l'estremità di una trave, si propaga per tutta la lunghezza della trave stessa, raggiunge l'estremità opposta e si riflette in un'onda di segno cambiato, cioè di trazione. Quando la differenza fra l'onda di pressione e quella di trazione è uguale alla resistenza a trazione del calcestruzzo si ha la formazione di fessure giacenti in piani perpendicolari all'asse della trave.

## 5.2. Azioni di carattere chimico-fisico

### 5.2.1. Sul calcestruzzo

#### 5.2.1.1. dovute a fattori ambientali:

5.2.1.1.1. cicli frequenti di umidificazione e di essiccazione o di gelo e disgelo, che determinano variazioni dimensionali alterne

5.2.1.1.2. trasporto solido in fluidi in movimento, turbolenza, con conseguenti abrasioni ed erosioni

5.2.1.1.3. reazioni chimiche prodotte da sali disgelanti, da acque o suoli contenenti solfati solubili, dall'acqua di mare, da acque industriali

#### 5.2.1.2. dovute alle caratteristiche del calcestruzzo stesso

5.2.1.2.1. di natura fisica (porosità, permeabilità)

5.2.1.2.2. di natura chimica (sostanze nocive contenute negli inerti, nell'acqua, nel cemento)

### 5.2.2. Sull'acciaio

5.2.2.1. dovute a fattori ambientali: corrosione catodica, formazione di ruggine

5.2.2.2. dovute alle caratteristiche del materiale: inclusioni, soffiature, cricche.

## 5.3. Errori

### 5.3.1. Di progetto

5.3.1.1. concettuali (nella concezione strutturale, nella individuazione delle azioni, nella schematizzazione della struttura con particolare riguardo ai vincoli)

5.3.1.2. materiali: di trascrizione, di segno, computazionali.

5.3.1.3. deficienze nello studio dei particolari costruttivi, ad esempio sovrapposizioni, ancoraggi, posizione delle piegature, nodi travi-pilastri, collegamenti fra elementi costruiti in tempi diversi

### 5.3.2. Di esecuzione

5.3.2.1. che riducono la resistenza dei materiali:

il calcestruzzo, confezionato in cantiere, è il più esposto alle conseguenze nocive di errori riguardanti lo stoccaggio delle materie prime, il proporzionamento dell'impasto, con particolare riguardo al dosaggio dell'acqua, il trasporto, la vibrazione, le precauzioni durante la stagionatura. In questa categoria può includersi lo scambio di acciai di qualità diversa, quando avvenga che l'acciaio meno resistente venga utilizzato al posto di quello più resistente

5.3.2.2. che riducono la sezione resistente:

dimensioni della sezione di calcestruzzo (carpenteria) oppure numero o diametro delle barre di armature inferiori a quanto indicato nel progetto

5.3.2.3. che comportano l'applicazione di carichi eccessivi:

durante la costruzione, vicino agli apparecchi di sollevamento vengono accumulati materiali vari (fasci di toncini, sacchi di leganti in polvere, mattoni, mattonelle, ecc.), che possono dar luogo sul sottostante solaio a carichi unitari superiori a quelli di progetto, danneggiando la struttura

5.3.2.4. che inducono deformazioni indesiderabili nella struttura:

assenza o insufficienza della monta delle cassaforme, specialmente nel caso di forti sbalzi (pensiline, balconi); cavi disposti o tesati in modo non simmetrico rispetto al piano verticale di simmetria della sezione trasversale di una trave in c.a.p. prefabbricata, tali da determinare una inflessione elastica istantanea della linea d'asse nel piano orizzontale, incrementata nel tempo, se la sosta sul campo travi si prolunga, dalle deformazioni viscoso; imperfetta verticalità di pilastri e pareti di pile alte, con insorgere di momenti supplementari, dovuti all'eccentricità dei carichi verticali.

## 6. CORRELAZIONI FRA LE AZIONI E GLI STATI LIMITE

Classificate e raccolte le azioni più tipiche negli elenchi di cui ai punti 5.1, 5.2, 5.3, occorre individuare le cause del danneggiamento, stabilendo un nesso causale fra il fenomeno che caratterizza lo stato limite violato e una delle azioni elencate. Il problema risulta spesso di non agevole soluzione, perché uno stesso stato limite può essere pro-

dotto da azioni diverse e perché molte azioni non sono ben definite dal punto di vista quantitativo.

L'approccio metodologico è, peraltro, molto semplice.

La condizione di stato limite è esprimibile nell'ambito di un codice al livello I con una relazione di uguaglianza del tipo

$$g_R(R) - g_S(S) = 0$$

in cui  $g_R(\cdot)$  rappresenta la capacità portante della sezione, in funzione della resistenza del materiale e  $g_S(\cdot)$  rappresenta l'effetto dei carichi applicati.

Partendo dalla condizione « sicura » di progetto, espressa dalla relazione di uguaglianza fra le grandezze di calcolo:

$$g_R \frac{R}{\gamma_R} - g_S (\gamma_F S) = 0$$

equivalente alla disuguaglianza fra le grandezze caratteristiche

$$g_R(R) - g_S(S) > 0$$

la crisi può essere raggiunta sia diminuendo  $g_R(R)$  sia aumentando  $g_S(S)$ . L'aumento di  $g_S(S)$  dipende dall'aumento delle azioni dirette e indirette, mentre alla diminuzione di  $g_R(R)$  concorrono tanto le azioni fisico-chimiche (5.2) quanto gli errori (5.3).

Alcuni esempi chiariscono i termini della questione.

**6.1. Struttura:** balcone a sbalzo realizzato con soletta piena in c.a., avente percentuale di armatura inferiore a quella critica.

*Stato limite:* ultimo di resistenza.

Lo stato limite ultimo di resistenza può essere provocato:

a) dall'aumento del sovraccarico accidentale, in misura tale da annullare il margine fra resistenza e sollecitazione, previsto per il « sovraccarico di progetto », fissato dalle norme o dai capitoli;

b) dalla riduzione della sezione metallica, per fenomeni di corrosione;

c) dalla riduzione della capacità portante della sezione di incastro (di momento massimo), dovuta alla riduzione del braccio di leva della coppia delle forze interne, che deriva, a sua volta, dall'abbassamento delle barre longitudinali di armatura disposte all'estradosso. La ragione dell'abbassamento è da ricercarsi nella incauta applicazione di pesi sulle barre stesse, nella fase transitoria che precede il getto di calcestruzzo. Contribuisce a tale evenienza il disegno difettoso delle barre longitudinali superiori prive di piegature terminali spinte fino all'intradosso della soletta, in modo da fungere da distanziatori.

Lo stato limite in tutti e tre i casi è caratterizzato dal cedimento dell'armatura (cfr. 4.1.3.1.1).

Si risale facilmente alla identificazione della causa effettiva, in base all'esame della sezione critica; con particolare riguardo allo stato ed alla posizione delle armature.

**6.2. Struttura:** pilastro non snello, facente parte di un telaio di un edificio multipiano, soggetto alla sollecitazione composta di flessione e pressione con piccola eccentricità (I stadio).

*Stato limite:* ultimo di resistenza.

Lo stato limite ultimo di resistenza può essere provocato:

a) dall'aumento del carico applicato (sovraccarico ai piani superiori, sopraelevazione);

b) dalla insufficiente resistenza del calcestruzzo, risultata minore di quella prevista nei calcoli per effetto, per esempio, dell'azione del gelo durante la presa;

c) dall'insufficiente dimensionamento della sezione trasversale, conseguente, per esempio, ad un errore di trascrizione di un riporto nell'analisi dei carichi del pilastro.

Lo stato limite è caratterizzato in tutti e tre i casi dallo schiacciamento del calcestruzzo (cfr. 4.1.3.1.4).

**6.3. Struttura:** trave in c.a.p. semplicemente appoggiata, post-tesa, progettata come totalmente precompressa sotto i carichi di servizio.

*Stato limite:* di fessurazione sotto i carichi di servizio.

Lo stato limite di fessurazione può essere dovuto:

a) all'applicazione di carichi di servizio superiori a quelli di progetto;

b) alla insufficienza della forza di pretensione dovuta per esempio:

b 1) a perdite di tensione immediate superiori a quelle di progetto (maggiore attrito fra fili e guaine a causa di presenza di ruggine sulla superficie di contatto, scorrimento dei fili nei dispositivi di bloccaggio);

b 2) a imperfetta operazione di « consenso » nella testata opposta a quella di tesatura;

b 3) a perdite di tensione differite superiori a quelle di progetto (modulo elastico del calcestruzzo all'atto della tesatura inferiore a quello stimato nel progetto, quindi maggiori deformazioni istantanee e maggiori deformazioni differite, valutazione per difetto del coefficiente di creep, valutazione per difetto del rilassamento, valutazione per eccesso della riduzione di perdita di tensione per effetto mutuo);

b 4) alla resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo minore di quella prevista (valutazione per eccesso della resistenza a trazione per flessione in funzione della resistenza a trazione pura, specialmente nelle sezioni scatoletti, in cui lo stato di tensione nella controsoletta risulta praticamente uniforme; sempre nelle sezioni scatoletti diminuzione della resistenza a trazione del calcestruzzo della controsoletta a causa di stati di coazione insorti durante le fasi di getto e di maturazione a vapore);

b 5) alla rottura di un certo numero di fili dei cavi durante la tesatura ovvero nel tempo per fenomeni di corrosione con riduzione della risultante della pretensione.

**6.4. Struttura:** solaio costituito da nervature prefabbricate e da soletta gettata in opera.

*Stato limite:* ultimo di scioglimento del collegamento fra le nervature e la soletta.

Lo stato limite suddetto può essere dovuto per esempio:

a) all'applicazione di sovraccarichi molto elevati, che abbiano vinto la resistenza del collegamento esistente, pri-



ma di arrivare alla crisi della sezione inflessa di momento massimo, ciò che è da considerarsi un errore di concezione strutturale;

b) all'assenza o all'insufficienza dei risalti all'estradosso dei travetti prefabbricati;

c) all'assenza o all'insufficienza di staffe di collegamento, sporgenti dall'estradosso dei travetti prefabbricati;

d) alla insufficienza della lunghezza di ancoraggio delle staffe di cui al punto c) nello spessore della soletta gettata in opera;

e) alla rottura per fatica del collegamento fra soletta e nervatura, dovuta a sovraccarichi mobili pulsanti, applicati un gran numero di volte (rottura per fatica dell'aderenza fra i due calcestruzzi, ovvero rottura per fatica del calcestruzzo intorno ai connettori metallici, ovvero rottura per fatica dei connettori metallici).

6.5. *Struttura*: Rivestimento di galleria costituito da conci prefabbricati in c.a.

*Stato limite*: fessurazione.

Lo stato limite di fessurazione può essere dovuto a diversi fenomeni, p. es.:

a) a stati di coazione nel calcestruzzo, causati dal processo di maturazione accelerata degli elementi prefabbricati,

b) se è adottato il metodo dello scudo, al regime transitorio di tensioni indotte dai martinetti di spinta, durante la fase di avanzamento dello scudo,

c) ad irregolare distribuzione delle pressioni sui conci, conseguente a discontinuità nell'intasamento del vano esistente, per ragioni costruttive, tra l'intradosso dello scavo e l'estradosso del rivestimento,

d) a valori effettivi delle pressioni agenti sul rivestimento maggiori di quelli previsti in progetto,

e) al rigonfiamento prodotto dal gelo, nelle gallerie di breve lunghezza o, comunque, nei tratti vicino agli imbocchi,

f) alla formazione di prodotti espansivi causata da acque solfatiche, percolanti all'interno del rivestimento attraverso i giunti fra i conci,

g) alle vibrazioni dovute al traffico.

Le esemplificazioni suddette mettono in evidenza la necessità di utilizzare mezzi di indagine e di auscultazione adeguati nella fase di accertamento delle cause; spesso si tratta di un lavoro interdisciplinare, che richiede la collaborazione di specialisti in vari campi della Scienza e della Tecnica.

Emerge inoltre chiaramente dalla molteplicità delle azioni indipendenti, che è probabile che su un medesimo stato limite influiscano più cause, appartenenti tanto ad uno stesso gruppo quanto a gruppi diversi di azioni.

## 7. REQUISITI DELLE RIPARAZIONI PER RAPPORTO AGLI STATI LIMITE, AI FATTORI ESTERNI, ALLA MORFOLOGIA DELLA STRUTTURA

Dal punto di vista dello studio delle riparazioni, può convenire di distinguerne i requisiti in due categorie:

a) requisiti « intrinseci », imposti prevalentemente dallo stato limite raggiunto e riguardanti essenzialmente i materiali,

b) requisiti « estrinseci », imposti prevalentemente dai fattori esterni e dalla morfologia della struttura e riguardanti prevalentemente le modalità esecutive della riparazione.

I requisiti a) intervengono nella fase in cui si deve decidere « che cosa » fare, mentre i requisiti b) sono relativi a « come » operare. In linea puramente tecnica, l'accettazione di un metodo di riparazione dipende dalla sua idoneità a verificare il complesso delle esigenze delle due categorie suddette. Per una razionale decisione, interessa inoltre poter confrontare fra loro più metodi capaci di fornire le stesse prestazioni. Da ciò scaturisce il continuo interesse verso la disponibilità di nuovi materiali, che consentano tecniche alternative e possibilità di ottimizzare le scelte.

Per quanto riguarda la categoria a), vengono messe in evidenza nello specchio seguente gli aspetti connessi con i vari stati limite, sia ultimi che di utilizzazione.

La struttura è vista, per generalità, come un organismo formato da elementi in serie o in parallelo.

Va tenuto presente che, una volta riparata una struttura in c.a., in modo da ottenere un soddisfacente comportamento in confronto degli stati limite ultimi, risulta in generale meno buono il comportamento nei confronti dello stato limite di deformazione. La maggiore deformabilità di una trave riparata rispetto a quella di una trave ugualmente sicura nei confronti della resistenza, ma integra, viene spiegata con la maggiore microfessurazione esistente nella trave riparata, in conseguenza dell'azione traumatica subita durante la sua storia precedente.

Ancora più delicato è il problema di conservare alla struttura riparata un adeguato grado di duttilità, tanto più che già nel caso del progetto di una struttura nuova, sorgono delle difficoltà per far coesistere i requisiti di duttilità con quelli di resistenza. Una moderata duttilità è indispensabile in tutte le strutture iperstatiche in c.a. e c.a.p. per assicurare i benefici della redistribuzione degli sforzi interni all'aumentare del moltiplicatore dei carichi, mentre un elevato grado di duttilità è necessario per le strutture esposte a terremoti di forte intensità.

Nello studio delle riparazioni e, soprattutto, dei rafforzamenti è bene ricordare che nel caso di travi inflesse le sezioni di cemento armato esibiscono un comportamento duttile, malgrado il carattere fragile del calcestruzzo, grazie alla fessurazione del calcestruzzo teso, che sposta l'asse neutro molto vicino al bordo compresso, cosicché l'acciaio può allungarsi oltre il limite elastico e la sezione può ruotare, malgrado i modesti accorciamenti specifici del calcestruzzo.

La percentuale critica (o bilanciata) di armatura, associata al diagramma delle deformazioni specifiche avente al bordo compresso il valore del 3,5‰ ed al livello dell'armatura tesa il valore uguale alla tensione di snervamento divisa per il modulo elastico (ascissa del ginocchio del diagramma costitutivo elastico-perfettamente plastico), fornisce un parametro di riferimento espressivo: per avere un comportamento duttile si consiglia che la percentuale geo-

Stato limite	Scopo della riparazione	Requisiti intrinseci della riparazione
Perdita dell'equilibrio come corpo rigido (4.1.1)	Ripristinare la configurazione iniziale	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Controllo dei regimi tensionale pluriassiali insorgenti nelle zone di applicazione di carichi localizzati (martinetti) per le manovre di spostamento.</li> <li>— Controllo dei collegamenti interni fra le varie parti che eventualmente costituiscono la struttura, vista come corpo rigido.</li> <li>— Prevenzione di eventuali fenomeni di instabilità di deformazione in fase di manovra.</li> </ul>
Superamento di resistenza (4.1.3)	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Nel caso di eccesso di azione diretta (5.1.1) o indiretta (5.1.2) ristabilire la continuità del flusso degli sforzi interni, eliminando le zone più danneggiate e sostituendole con nuovo materiale.</li> <li>— Nel caso di difetto di resistenza per azioni fisico-chimiche (5.2) o per errori, (5.3) occorre aumentare le capacità di prestazione (rafforzamento). In tutti i casi gli stati limiti di utilizzazione dovrebbero essere garantiti come nella struttura integra.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Rimozione delle zone di calcestruzzo di incerta compattezza.</li> <li>— Perfetta adesione fra il materiale preesistente ed il nuovo materiale di sostituzione, specialmente sui piani perpendicolari alle tensioni principali di trazione (anima delle travi).</li> <li>— Limitato divario fra i moduli elastici dei materiali vecchi e nuovi per non alterare la ripartizione degli sforzi nei sistemi in parallelo e l'andamento della linea elastica nei sistemi in serie.</li> <li>— Limitate variazioni dimensionali in assenza di carico (ritiro) e sotto carico costante (creep) del nuovo materiale per contenere le ridistribuzioni dello stato di tensione nel tempo.</li> <li>— Adeguata resistenza al fuoco del nuovo materiale.</li> <li>— Controllo della duttilità.</li> </ul>
Instabilità pilastri snelli (4.1.4)	— Ridurre la snellezza controventando o aumentando la sezione.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Con il raggiungimento dello stato limite sia per divergenza dell'equilibrio che per instabilità della configurazione in campo plastico, si ha anche il superamento di resistenza in singole sezioni critiche. Quindi oltre ai provvedimenti specifici delle aste snelle occorre intervenire con i criteri del caso (4.1.3).</li> </ul>
Rottura per fatica (4.1.5)	— Come il caso (4.1.3).	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Oltre alle caratteristiche considerate nel caso (4.1.3), approfondire il controllo sui materiali danneggiati dalla fatica per rivelare discontinuità latenti.</li> </ul>
Fessurazione (4.2.1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Proteggere le armature dalla corrosione.</li> <li>— Ridurre le oscillazioni di tensione delle armature nelle zone fessurate (specialmente nel c.a.p.).</li> <li>— Ridurre l'ampiezza delle lesioni.</li> <li>— Ridurre le deformazioni.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Accurata preparazione delle superfici su cui si applicano elementi aggiuntivi (lamiere, intonaci di malta armata con reti elettrosaldate, vernici).</li> <li>— Perfetta adesione degli elementi aggiuntivi.</li> <li>— Accurata preparazione delle lesioni da sigillare.</li> <li>— Controllo dei regimi tensionali pluriassiali insorgenti nelle zone di applicazione di carichi localizzati nel caso di precompressione aggiuntiva.</li> </ul>
Deformazione eccessiva (4.2.2)	— Ridurre le deformazioni con irrigidimenti o con presollecitazione. Ridurre la fessurazione.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Controllo della duttilità.</li> <li>— Nel caso di aggiunta di materiale come per (4.2.1).</li> </ul>

metrica di armatura tesa non superi la metà di quella bilanciata.

Per i pilastri e per i nodi trave-pilastro, i quali ultimi costituiscono spesso i punti più deboli dei telai, la duttilità, almeno entro certi limiti, è assicurata nelle nuove costruzioni da un accurato studio dei particolari costruttivi delle staffe, delle sovrapposizioni delle barre, delle lunghezze di ancoraggio, provvedimenti di difficile realizzazione nelle strutture esistenti da riparare.

Passando dal comportamento della struttura e dei componenti strutturali alla realizzazione della sostituzione di materiale, in particolare del calcestruzzo, durante il progetto della riparazione è bene individuare le zone in cui le tensioni principali sono di segno opposto. Ciò per due ragioni: la prima perché, a parità di tensione principale di compressione, la presenza della tensione principale di trazione ingrandisce il corrispondente cerchio di

Mohr e lo avvicina alla curva intrinseca, diminuendo il margine di sicurezza rispetto alla crisi del materiale; la seconda, perché le superfici di ripresa fra getti vecchi e nuovi disposte perpendicolarmente alle isostatiche di trazione si trovano in una situazione sfavorevole, al contrario di quella perpendicolare alle isostatiche di compressione, nelle quali il collegamento viene migliorato. Il vantaggio di quest'ultima situazione verrebbe ad essere gradualmente ridotto dal ritiro del nuovo calcestruzzo. L'impiego di additivi espansivi o di calcestruzzi a ritiro controllato consente, a sua volta, di superare tale difficoltà.

Per quanto riguarda i vincoli imposti dai fattori esterni e dalla morfologia della struttura al procedimento di riparazione (requisiti « estrinseci » categoria *b*), essi presentano caso per caso aspetti molto vari e differenziati, ma possono farsi rientrare sostanzialmente nelle seguenti cinque classi:

b 1) Limitazioni di spazio, derivanti dalle dimensioni assolute della struttura in rapporto alla sua forma (sezioni trasversali aperte, chiuse, esistenza o realizzabilità di passi d'uomo, spazio per il posizionamento di martinetti sia per il sollevamento che per la tesatura, spazio per gli ancoraggi di nuovi cavi, quote fisse di intradosso per sagome di ingombro di veicoli e natanti, quote fisse di estradosso per posizionamento di macchine, binari, ecc., spazio per far passare i nuovi materiali, spazio per gli operatori, ecc.).

b 2) Limitazioni derivanti dall'ordine di grandezza del peso della struttura (possibilità di sollevamento, traslazione, raddrizzamento; possibilità di annullare temporaneamente l'effetto del peso proprio mediante forzamento della centina contro la struttura, ecc.).

b 3) Sicurezza del lavoro, con particolare riguardo alle operazioni da eseguirsi:

b 3.1) in vicinanza di parti pericolanti,

b 3.2) a grande altezza (intradosso travate su pile alte),

b 3.3) sott'acqua,

b 3.4) in sotterraneo,

b 3.5) in presenza di polvere, specialmente nella rimozione di zone di calcestruzzo danneggiato e nella scalpellatura necessaria per rendere scabre le superfici di ripresa,

b 3.6) in presenza di sostanze nocive nella manipolazione o per la respirazione.

b 4) Limitazioni derivanti dalle condizioni termoigrometriche (eventuale preriscaldamento o preraffreddamento dei materiali, umidificazione dei nuovi getti, raggiungimento delle temperature ottimali per le reazioni chimiche inerenti ai materiali ed ai processi adottati, ecc.).

b 5) Limitazioni derivanti dall'esercizio della struttura, nel caso degli stati limite di utilizzazione (durata della sospensione di erogazione di acqua o di energia elettrica, della interruzione del transito, possibilità di deviare il traffico, rallentamento, ecc.).

In generale le limitazioni più restrittive ai fini della scelta del procedimento di riparazione sono quelle derivanti dalla mancanza di spazio e quelle derivanti dalla necessità di non interferire con le condizioni di utilizzazione.

In una memoria presentata al Congresso di Liegi (1975), il Prof. Jevtic ha illustrato alcuni interessanti esempi di rafforzamento di ponti in c.a. In due casi di ponti stradali a trave continua a 3 campate, l'uno di luci 20,48 m + 40,90 m + 20,48 m, l'altro di luci 15,78 m + 63,12 m + 15,78 m, il rafforzamento, tendente a compensare la insufficienza di armatura longitudinale per rapporto alle condizioni attuali di utilizzazione, è consentito dall'aggiunta di cavi pretesi. Nel caso invece di un ponte ferroviario di luci 9,15 m + 11,70 m + 9,15 m, per il quale era richiesto di non interrompere l'esercizio, si è realizzata una nuova struttura in c.a.p., a conci prefabbricati costituita da due travi affiancate alle preesistenti, progettata con il criterio di affidare ad essa la totalità del sovraccarico. Naturalmente sulla soluzione adottata hanno influito anche altre considerazioni: luci modeste, peso limitato dei conci, conformazione delle pile esistenti adatta per l'appoggio delle travi aggiunte, ecc.

In effetti, la difficoltà tipica dei progetti di riparazione consiste essenzialmente nella interazione di molteplici requisiti, di volta in volta diversi o aventi peso diverso, così da conferire carattere di individualità ad ogni intervento.

## 8. TIPOLOGIE DEI PROCEDIMENTI DI RIPARAZIONE

I procedimenti di riparazione si arricchiscono continuamente di nuovi materiali aventi prestazioni una volta impensabili e di tecnologie sempre più raffinate. Per un primo orientamento in un settore così ampio ed in evoluzione, si raccolgono i procedimenti più tipici secondo due classificazioni, una basata sui materiali impiegati, l'altra sulle modalità di intervento.

### 8.1. Classificazione in base ai materiali

#### 8.1.1. Materiali tradizionali

##### 8.1.1.1. Calcestruzzo:

— normale

— preconstituito (Prepakt)

— malta applicata con sistema pneumatico (Spritz-Beton)

##### 8.1.1.2. Acciaio da c.a.:

— in barre (lisce o ad aderenza migliorata)

— in reti elettrosaldate

##### 8.1.1.3. Acciaio da c.a.p.:

— cavi post-tesi

— trefoli « un-bonded »

##### 8.1.1.4. Acciaio da carpenteria:

— profilati

— lamiere

#### 8.1.2. Materiali « nuovi »

8.1.2.1. Calcestruzzi leggeri strutturali con inerti di argilla espansa

8.1.2.2. Calcestruzzi rinforzati con fibre:

— orientate

— casualmente disperse

8.1.2.3. Calcestruzzi impregnati e polimerizzati

8.1.2.4. Calcestruzzi a ritiro controllato

8.1.2.5. Calcestruzzi autolivellanti

Con la denominazione di « calcestruzzo rinforzato con fibre » (ingl.: Fiber reinforced concrete) si intende un calcestruzzo normale (formato da cemento idraulico, acqua, sabbia, ghiaia non superiore a 10 mm) al quale sono aggiunte fibre di acciaio, oppure di vetro, di asbesto o di plastica (nylon, polietilene, poliestere, rayon), di aspetto aghiforme: lunghezza compresa fra circa 7 mm e circa 7 cm, diametro compreso fra 0,25 e 0,75 mm per le fibre di acciaio a sezione circolare (esistono anche fibre di acciaio piatte, a sezione rettangolare), fra 0,02 e 0,38 mm per le fibre di plastica. Il calcestruzzo rinforzato con fibre è in grado di assorbire grandi quantità di energia e presenta elevata resistenza a trazione. Esso è stato usato finora prevalentemente nelle pavimentazioni, in strutture resistenti ad esplosioni, in volte sottili, in opere marittime. Il

calcestruzzo impregnato e polimerizzato (ingl.: Polymer impregnated concrete, abbreviato in P.I.C.) è un normale calcestruzzo a base di cemento Portland, il quale viene impregnato con un monomero liquido (metilmetacrilato), che viene trasformato in polimero con un procedimento termico e con l'impiego di catalizzatori. La polimerizzazione trasforma il liquido in un solido, che aumenta notevolmente la resistenza (a compressione, a trazione, all'urto) e la durezza (ai cicli di gelo e disgelo, all'abrasione, all'attacco di sostanze chimiche). La causa di tali miglioramenti consiste essenzialmente nel contenuto di vuoti che risulta molto minore di quello relativo ai calcestruzzi normali.

## 8.2. Classificazione in base alle modalità di intervento

In relazione alle particolarità del procedimento esecutivo, si raggruppano le riparazioni in due categorie: la prima comprende le riparazioni che richiedono la rimozione e la sostituzione di parte del materiale del componente danneggiato, la seconda le riparazioni che non richiedono rimozione di materiale, ma solo aggiunta.

### 8.2.1. Riparazioni con rimozione e sostituzione di materiale

8.2.1.1. Il materiale nuovo è dello stesso tipo di quello rimosso.

8.2.1.1.1. *Calcestruzzo*: in questa classe rientrano i metodi tradizionali di riparazione del calcestruzzo, basati sostanzialmente sulla seguente procedura:

a) rimozione del calcestruzzo deteriorato o imperfetto: con martelli pneumatici, o scalpelli con punta a denti di sega;

b) umidificazione e ripulitura delle superfici;

c) posa in opera del materiale di sostituzione (malta o calcestruzzo a consistenza asciutta, malta applicata con aria compressa);

d) stagionatura umida;

e) eventuale intonacatura con materiale sigillante.

8.2.1.1.2. *Acciaio ordinario*: La sostituzione di tratti di barre snervate o deteriorate con nuove barre è un'operazione molto impegnativa, che richiede di scoprire completamente le barre per eseguire le giunzioni per saldatura. Un importante contributo allo studio del comportamento di travi appoggiate riparate con sostituzione e saldatura delle barre nella zona centrale è fornito dalla memoria « Mechanical Behaviour of Repaired r.c. Structures » del Prof. Tassios e del Dott. Vassiliou, presentata al Convegno di Liegi (1975).

8.2.1.1.3. *Acciaio da precompresso*: Nei sistemi post-tesi, la sostituzione dei cavi nelle guaine è possibile prima delle iniezioni e viene eseguita nei casi in cui si siano verificate rotture o deterioramenti dei fili per cause varie.

8.2.1.2. Il materiale nuovo è diverso da quello rimosso.

Al posto del calcestruzzo normale, che utilizza il cemento Portland come legante, si applica un calcestruzzo che impiega come legante una resina epossidica. I principali vantaggi sono costituiti dalla rapidità con la quale

fornisce elevate resistenze, stabilità dimensionale, ottima adesione a un'ampia serie di materiali, elevata resistenza a molti agenti chimici. La resistenza al fuoco è bassa. Si può anche impiegare un calcestruzzo rinforzato con fibre o un calcestruzzo impregnato con polimeri.

Per quanto riguarda l'acciaio, si può considerare come facente parte di questa classe la sostituzione di barre lisce con barre ad aderenza migliorata, allo scopo di migliorare il comportamento alla fessurazione.

### 8.2.2. Riparazione con sola aggiunta di materiale

8.2.2.1. Il materiale aggiunto è di tipo tradizionale come quello di base. L'aggiunta di materiale si presenta nell'aumento di spessore di solette, di sezione trasversale di pilastri, di muri o di pile, di larghezza della nervatura di travi. Di regola si aggiungono insieme calcestruzzo e acciaio, quest'ultimo almeno nella forma di « armatura di pelle », per controllare la fessurazione dovuta al ritiro ed a variazioni di temperatura.

8.2.2.2. Il materiale aggiunto è di tipo tradizionale come quello di base, con l'interposizione di un sottile strato di materiale adesivo, per migliorare il collegamento con il vecchio materiale.

E' un caso diventato molto frequente con la introduzione delle resine epossidiche. I vantaggi sono:

a) facilità di realizzare un efficace collegamento fra getti di calcestruzzo di diverse stagionature;

b) uguaglianza, almeno approssimativa, dei moduli elastici dei due calcestruzzi messi a contatto;

c) costo limitato dell'intervento.

8.2.2.3. Il materiale aggiunto è diverso da quello tradizionale di base. E' il settore in maggiore evoluzione.

Il materiale aggiunto può essere:

a) calcestruzzo rinforzato con fibre;

b) calcestruzzo impregnato con polimeri;

c) lamiera di acciaio incollata al calcestruzzo con resina epossidica (Béton plaqué).

## 9. CONSIDERAZIONI SUL CALCOLO DELLE STRUTTURE RIPARATE

Una volta individuato il procedimento di riparazione che soddisfa ai requisiti intrinseci ed estrinseci, il passo successivo comporta il controllo delle prestazioni dell'elemento riparato, in corrispondenza ai vari stati limite.

Si pone allora la domanda, se i metodi di calcolo utilizzati per il progetto di costruzioni nuove realizzate con materiali tradizionali siano idonei a simulare il comportamento delle costruzioni riparate ed a misurarne la sicurezza nei confronti degli stati limite.

Se la riparazione è effettuata con l'impiego di materiali anch'essi tradizionali, collegati in modo da rispettare le ipotesi classiche, non sussisterebbe alcuna differenza tra le valutazioni relative ad una struttura nuova ed una analoga struttura riparata. In realtà l'intuizione suggerisce e l'esperienza conferma che la struttura riparata conserva il ricor-

do del trauma sofferto mediante microfessure diffuse nelle zone non riparate. Inoltre il flusso degli sforzi interni, ripristinato dalla riparazione, può risultare in qualche zona imperfetto, a causa di difetti nella tecnologia esecutiva della riparazione stessa. In definitiva la prestazione effettiva del componente riparato risulta inferiore rispetto a quella del componente medesimo supposto intatto. Per tenere conto nel procedimento di calcolo di tale situazione, il modo più semplice è quello di introdurre uno o più coefficienti di comportamento, da applicarsi ai parametri rappresentativi della sezione, nelle verifiche ai vari stati limite.

Tali coefficienti, pensati formalmente analoghi ai coefficienti parziali  $\gamma_m$ , hanno il ruolo di divisori delle resistenze e si moltiplicano quindi con i  $\gamma_m$  effettivi.

Secondo la memoria del Prof. Tassios, richiamata in 8.2.1 il comportamento di travi a T riparate è risultato meno buono di quello teorico: la deviazione è minore per quanto riguarda la resistenza, maggiore per quanto riguarda la deformabilità. Ciò conferma l'opportunità di introdurre coefficienti parziali di comportamento differenziati, uno per lo stato limite ultimo di resistenza, l'altro per lo stato limite di deformazione. I rispettivi valori numerici dipendono dal sistema di riparazione, dalla efficacia dei controlli in corso d'opera, dal grado di specializzazione degli operatori. Essi potranno venire definiti in modo attendibile attraverso una sperimentazione sufficientemente estesa per avere un significato statistico.

Se la riparazione è effettuata con l'impiego di materiali diversi da quelli tradizionali, occorre perfezionare il modello di calcolo della sezione composta, introducendovi i parametri rappresentativi dei materiali non tradizionali, mentre resta valido, in generale, quanto osservato sui coefficienti di comportamento delle strutture riparate.

## 10. CONFRONTO TRA LA METODOLOGIA DEL PROGETTO DI UNA RIPARAZIONE E QUELLO DI UN'OPERA NUOVA

L'analisi svolta nei paragrafi precedenti fornisce una serie di spunti per un primo tentativo di confronto degli aspetti caratteristici del progetto di una riparazione e di quelli di un'opera nuova. Considerando in via preliminare le fasi logiche essenziali del progetto strutturale di un'opera nuova, si ha:

a) identificazione dei requisiti a cui deve soddisfare la struttura, sia in ragione all'essere in sé sia in relazione alle esigenze funzionali, legate alla destinazione dell'opera (equilibrio, resistenza, stabilità, deformazione, fessurazione controllata, durezza, duttilità);

b) acquisizione dei dati necessari per valutare il comportamento della struttura in fase di costruzione e di servizio ed in condizioni estreme (tipi di carichi applicati, livelli di intensità in rapporto alle varie situazioni, combinazioni di carico, caratteristiche del terreno di fondazione, caratteristiche dei materiali da impiegare, modalità costruttive);

c) scelta del tipo e della forma della struttura e dei materiali costitutivi;

d) proporzionamento degli elementi resistenti, o per suc-

cessive approssimazioni, attraverso ripetuti calcoli di verifica, o mediante determinazione diretta di un certo numero di grandezze, considerate come variabili di progetto, in modo da soddisfare il complesso degli stati limite;

e) valutazione del costo totale dell'opera progettata, come somma del costo iniziale di costruzione, del costo capitalizzato di manutenzione, del premio capitalizzato dell'assicurazione, prevista per coprire il rischio conseguente al raggiungimento degli stati limite; il costo totale costituisce il parametro di confronto fra soluzioni diverse dal punto di vista strutturale, ma equivalente per quanto riguarda i requisiti funzionali.

Nel caso del progetto di una riparazione o di un rafforzamento la metodologia è sostanzialmente la stessa, con la ovvia differenza che nella fase c) si procede alla scelta del tipo di riparazione o di rafforzamento essendo già fissata la struttura; peraltro il progetto di una riparazione risulta più vincolato nella fase a) e più complesso nella fase b). Di conseguenza la fase c) risulta di norma delicata, anche perché il danneggiamento di un'opera costruita può dipendere da cause supplementari rispetto alle azioni dirette e indirette considerate nella progettazione normale.

La maggiore complessità del procedimento deriva dalla necessità di tenere conto di eventi relativi a fasi temporali diverse, in parte passate, in parte presenti e future. Mediante la riparazione, la struttura, messa fuori servizio da fenomeni di danneggiamento avvenuti nel *passato*, è nuovamente abilitata a fornire nel *futuro* prefissati livelli di prestazione; le caratteristiche dell'intervento devono tenere conto dell'evento passato, delle sue cause e, in più, della situazione attuale dell'ambiente e della struttura.

Per quanto riguarda la acquisizione dei dati necessari per elaborare lo studio della riparazione, essa presenta aspetti particolari e difficoltà da non sottovalutare. In questa fase rientrano, infatti, due problemi che non esistono nel progetto di nuove costruzioni e cioè l'accertamento delle cause che hanno provocato il danneggiamento e la determinazione delle caratteristiche meccaniche effettive dei materiali costitutivi della struttura da riparare. Anche nella valutazione della sicurezza sussistono delle differenze, in primo luogo perché la resistenza dell'elemento da riparare può essere determinata in modo diretto con prove distruttive e non distruttive e può risultare diversa da quella di altri elementi facenti parte della medesima opera, mentre durante il progetto iniziale tutte le sezioni sono calcolate in base ad un unico valore della resistenza, quello caratteristico.

Inoltre è stato notato un certo divario fra le previsioni del calcolo standard ed il comportamento effettivo di componenti portanti riparati, divario più sensibile nei confronti delle deformazioni che in quelli della resistenza.

L'introduzione di opportuni coefficienti di correzione (coefficienti parziali di comportamento) permette di ristabilire la equivalenza fra teoria ed esperienza.

Tenuto conto delle precedenti considerazioni, sembra prudente sottoporre ciascuna opera riparata al controllo del comportamento mediante prove di carico, almeno finché la normativa ufficiale non si sarà espressa sull'argomento delle riparazioni.

## 11. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Il progetto della riparazione di una struttura (o componente strutturale) in c.a. e c.a.p. danneggiata in occasione del raggiungimento di uno stato limite, ultimo o di servizio, è stato analizzato nell'ambito del metodo degli stati limite.

Le azioni generalizzate, applicate ad una data struttura provocano risposte che possono corrispondere ad un comportamento normale oppure ad un comportamento « estremo ». In questo caso si dice che si è raggiunto uno stato limite.

Il procedimento di riparazione viene scelto in modo da

soddisfare nel miglior modo possibile due categorie di requisiti, gli uni — intrinseci — associati allo stato limite raggiunto, gli altri — estrinseci — dipendenti da fattori esterni o dalla forma della struttura.

Il calcolo dell'elemento riparato, eseguito utilizzando lo stesso metodo valido per il progetto di elementi nuovi, richiede qualche precauzione. L'introduzione di due coefficienti di comportamento, l'uno per gli stati limite ultimi di resistenza, l'altro per gli stati limite di utilizzazione, consente, in linea di principio, di approssimare meglio il comportamento effettivo. Ulteriori esperienze sono necessarie per precisare i valori dei suddetti coefficienti, in relazione ai diversi sistemi di riparazione.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB-FIP: Bollettino n. 112 (luglio 1976).
- [2] CEB-FIP: Bollettino n. 116 (novembre 1976).
- [3] CEB-FIP: Bollettino n. 117 (novembre 1976).
- [4] C.N.R.: Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in c.a. e c.a.p. col metodo semiprobabilistico agli stati limite. Novembre 1976.
- [5] C. CESCHI: Teoria e storia del restauro. M. Bulzoni ed. 1970.
- [6] F. LEONHARDT: Vorlesungen ueber Massivbau. I, II, III parte.
- [7] Colloque Inter-Associations AIPC - FIP - CEB - RILEM - IASS: Comportement en service des ouvrages en béton. Rapports préliminaires. Vol. I, II, III, 4-6 giugno 1975.
- [8] Fiber Reinforced Concrete. ACI Publication SP-44-1974.
- [9] Durability of Concrete. ACI Publication SP-47-1975.
- [10] G.P. TOGNON: Recenti sviluppi nella tecnologia del calcestruzzo. Corso informativo sulla progettazione ed esecuzione delle opere in c.a. e c.a.p. Perugia, 1976.

# La riparazione degli edifici danneggiati ed il rafforzamento delle strutture in cemento armato e in acciaio

Comunicazione del Prof. Ing. Michele Mele (\*)

## 1. PREMESSA

Il titolo di questo lavoro comprende gli edifici a struttura in cemento armato e in acciaio, ma l'argomento principale, cui esso è dedicato quasi esclusivamente, sono le strutture in cemento armato. Queste ultime, infatti, oltre a rappresentare indubbiamente il sistema costruttivo più diffuso fra le strutture a telaio, sono generalmente più vulnerabili alle azioni sismiche e, allo stesso tempo, la loro riparazione od il loro rafforzamento comporta sempre la soluzione di problemi tecnici ed esecutivi molto più delicati e complessi.

Con riferimento pertanto agli edifici ad ossatura portante in c.a., la trattazione è stata organizzata suddividendola in tre parti distinte ma, in una certa misura, complementari tra loro, vale a dire:

- l'esame dei criteri generali e delle tecniche specifiche di intervento sulle strutture ammalorate;
- il comportamento sperimentale di elementi strutturali riparati;
- l'illustrazione, a titolo esemplificativo, di alcuni edifici riparati e rinforzati.

La prima di esse, in particolare per quel che riguarda le tecniche, è indubbiamente la più importante ed interessante, se è vero che certamente fino a non molto tempo addietro, e forse ancor oggi, le strutture in c.a. erano etichettate come sistema sul quale l'intervento di restauro è estremamente difficile, se non impossibile. E' giustificata pertanto la particolare attenzione che a questo tema è dedicata in questa sede.

Si propone quindi una classificazione dei procedimenti di riparazione, discutendo criticamente le prerogative di questi ultimi. Nei casi dei sistemi che più di recente hanno fatto il loro ingresso nel campo della tecnica, si è ritenuto opportuno soffermarsi ad analizzare le principali caratteristiche di taluni materiali speciali (cementi antiritiro, resine) che in essi vengono impiegati, con i quali l'ingegnere civile ha ancora scarsa confidenza poiché purtroppo non è stato ancora superato il « lag » che divide sempre la fase della ricerca da quella delle applicazioni pratiche. La loro

scelta, infatti, è fondamentale per il successo dell'operazione di restauro e deve quindi poter essere effettuata correttamente, o per lo meno controllata, dal progettista.

Alcuni cenni sintetici, infine, sono dedicati alle strutture in acciaio per concludere l'esame del tema affrontato.

## 2. LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

I danni che possono verificarsi a seguito di un sisma su elementi strutturali in c.a. sono causati o da un fenomeno di dissesto delle fondazioni o dalle stesse azioni dinamiche applicate ad essi o ad elementi non strutturali contigui.

Nel primo caso le possibili situazioni di degrado non sono sostanzialmente diverse da quelle che si produrrebbero in presenza di sole forze statiche.

Nel secondo caso, invece, la tipologia e la morfologia dei dissesti si caratterizzano in modo peculiare e distintivo nelle diverse parti componenti la struttura:

— le pareti di controvento sono così interessate da sistemi più o meno fitti di lesioni incrociate, spesso col caratteristico andamento a X che delimita un nucleo centrale fortemente fratturato (fig. 1);

— le travi ed i pilastri relativamente snelli, per effetto della flessione alternata, sono soggetti sui lembi opposti a lesioni e schiacciamenti che possono, specie nei pilastri, provocare un graduale sgretolamento del conglomerato e con ciò la formazione di vere e proprie cerniere, talvolta anche incapaci, per insufficienza della sezione, a trasmettere sforzi normali (fig. 2). Si tratta quindi di un tipo di rottura locale in elementi il cui grado di duttilità è influenzato dalla presenza e dalla entità dello sforzo normale, dalla percentuale di armatura longitudinale e trasversale, dal tipo (staffe semplici, armature di frettaggio) e dalla distribuzione di queste ultime;

— rottura fragile di elementi tozzi, soprattutto pilastri, soggetti prevalentemente a taglio (fig. 3);

— rottura, ancora per taglio, di pilastri (fig. 4) per effetto delle azioni localizzate in vicinanza dei nodi, trasmesse da pannelli di tamponatura compresi fra travi e pilastri ma non collegati ad essi;

— danni lungo gli elementi affacciati su un giunto inadeguato, consistenti nello sgretolamento del calcestruzzo e lesioni varie, prodotti dall'azione di martellamento recipro-

(\*) Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Facoltà di Architettura - Università di Roma.

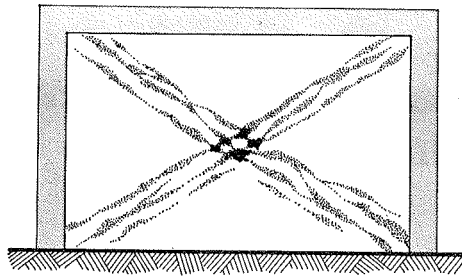


Fig. 1

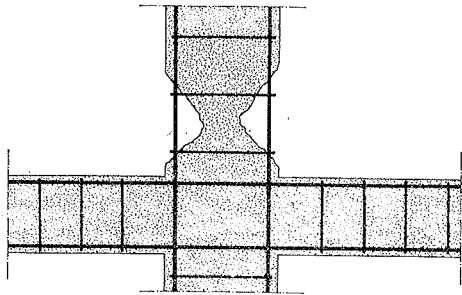


Fig. 2

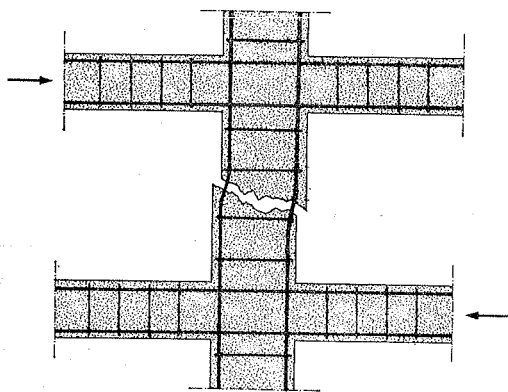


Fig. 3

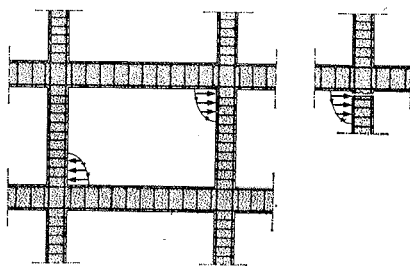


Fig. 4

co dovuto al movimento discorde di corpi di fabbrica separati e dalle caratteristiche dinamiche sensibilmente diverse;

— dissesti prodotti dall'urto fra travi appoggiate ed eventuali risalti disposti per impedirne la fuoriuscita dagli appoggi.

Analizzata in dettaglio la situazione di dissesto, anche delle parti non strutturali, e chiarite a fondo le cause che

l'hanno provocata, si può passare ad impostare il progetto di consolidamento statico.

### 2.1. Modalità e tecniche di intervento

I criteri generali cui l'intervento di restauro deve ispirarsi sono nettamente diversi a seconda che si voglia attuare una semplice riparazione, riportando l'edificio alla situazione antisisma, o un vero e proprio rafforzamento dello stesso, si da conferirgli sufficiente garanzia di asismicità.

E' noto infatti che la più corrente filosofia della progettazione in zona sismica richiede che un edificio resista senza danni, in fase elastica, a terremoti di intensità relativamente modesta (I terremoto di progetto), affidando alla riserva di resistenza in fase post-elastica la possibilità di sopportare i terremoti più violenti prevedibili nella zona (II terremoto di progetto), in quest'ultimo caso non escludendo l'eventualità del prodursi di danni anche agli elementi strutturali, purché di entità e distribuzione tali da lasciare adeguati margini di sicurezza nei confronti di situazioni di collasso globale o locale.

E' evidente quindi che in tale ottica un edificio solo lievemente danneggiato da un forte sisma può già considerarsi asismico e l'intervento su di esso può limitarsi alla semplice riparazione. Il restauro, cioè, consisterà nel ripristinare l'integrità delle strutture già esistenti, restituendo alla capacità portante il valore originario di progetto, e quella degli elementi non strutturali, lasciandone sostanzialmente invariata la distribuzione.

Qualora invece nella situazione di dissesto si riconosca uno stato prossimo al collasso o comunque pericoloso in relazione alla destinazione funzionale dell'edificio, il problema si pone in termini di rafforzamento strutturale ai fini dell'adeguamento sismico richiesto per il caso particolare in esame. Il problema è analogo in presenza di edifici non ancora colpiti da prevedibili sismi violenti, per i quali però l'analisi strutturale ne abbia messo in luce l'insufficienza.

In tali situazioni il consolidamento statico deve perseguire l'obiettivo di assicurare convenienti livelli di rigidità, resistenza, duttilità e capacità di dispersione di energia. Tali risultati in concreto si ottengono:

— restaurando o incrementando la capacità portante degli elementi strutturali già esistenti;

— prevedendo l'inserimento di nuovi elementi efficacemente resistenti alle azioni orizzontali, quali le pareti di taglio;

— attuando una suddivisione razionale, agli effetti sismici, del fabbricato in corpi indipendenti. Può così essere suggerita l'eliminazione di giunti preesistenti, sia perché inadeguati a prevenire il fenomeno di martellamento, sia per consentire di recuperare delle proprietà di simmetria nella distribuzione delle strutture che i singoli corpi restaurati potrebbero non avere, ed essere prevista invece la separazione fra parti dell'edificio cui le caratteristiche plan-altimetriche e fondazionali conferiscono proprietà dinamiche molto diverse;

— assicurando l'efficacia dei collegamenti e degli appoggi nei confronti di possibili distacchi e fuoruscite;

— studiando con la massima cura il tipo e la distri-



buzione anche degli elementi non strutturali, ai fini della loro influenza sulle caratteristiche dinamiche e di duttilità dell'edificio;

— prevedendo eventualmente ulteriori elementi dissipativi.

In questa sede le successive considerazioni saranno pressoché esclusivamente limitate alle modalità ed alle tecniche di intervento relative al consolidamento degli elementi costituenti la struttura intelaiata (pilastri, travi, solette e solai), all'inserimento di pareti di taglio ed ai giunti. Il resto, infatti, fa parte di un discorso sui criteri di progettazione che qui si darà per scontato.

Infine, per consentire una più ordinata sistemazione della materia trattata, prima di passare ad illustrare in dettaglio le possibilità di intervento, è utile individuare una classificazione generale delle tecniche con cui esso viene attuato. A tal fine possono individuarsi tre categorie, a seconda che il restauro venga conseguito impiegando:

— esclusivamente materiali ordinari (murature, calcestruzzi normali, acciai);

— malte e conglomerati cementizi speciali;

— adesivi, malte e calcestruzzi di resine.

La scelta del materiale impiegato come elemento di classificazione è giustificata dal fatto che da esso sono fondamentalmente condizionate le modalità tecniche che caratterizzano i diversi procedimenti.

In tal modo, inoltre, è possibile evitare il pericolo di una esposizione limitata ad una semplice elencazione di esempi che rischia inevitabilmente di essere frammentaria, riuscendo invece ad individuare vere e proprie tecniche di consolidamento, fra le quali è possibile istituire il confronto e le cui procedure possono essere agevolmente applicate anche a casi diversi da quelli specificamente illustrati.

#### 2.1.1. *Gli elementi componenti la struttura intelaiata*

Fra questi elementi si intendono compresi, oltre a travi e pilastri, anche solette, solai e pareti in c.a. preesistenti, quali ad esempio quelle di vani scale ed ascensori.

L'esposizione è stata ordinata secondo la classificazione dianzi precisata, premettendo, nel caso di tecniche prevedenti l'impiego di materiali speciali, alcune necessarie premesse sulle principali caratteristiche di questi ultimi.

#### A) LE TECNICHE TRADIZIONALI

I metodi di riparazione che prevedono l'esclusivo impiego di malte e calcestruzzi ordinari sono senza dubbio quelli che danno meno affidabilità. I materiali in parola, infatti, a causa della scarsa aderenza al vecchio conglomerato e dell'elevato ritiro non sono in grado di assicurare una soddisfacente continuità con la struttura preesistente rischiando di vanificare lo scopo del restauro.

Durante il ritiro, inoltre, possono talvolta nascere imprevedibili stati di coazione interna, che rendono l'operazione di restauro non solo inefficace ma anche pericolosa.

Il ricorso a queste tecniche va pertanto, a nostro avviso, sconsigliato in generale, potendo trovare valida giusti-

ficazione solo in aree remote ove non siano disponibili tecnologie sofisticate.

Deve però comunque essere ben chiaro che il risultato della loro applicazione è, nel migliore dei casi, quello del semplice recupero della resistenza originaria dell'elemento riparato, ma non di più. Esso inoltre richiede generalmente, per essere conseguito, un aumento non trascurabile delle dimensioni di partenza ed un impiego quindi relativamente elevato di materiali, sicché l'operazione finisce spesso col risultare insoddisfacente anche sotto l'aspetto economico e della funzionalità dell'opera.

L'intervento, tecnicamente piuttosto semplice, consiste nel rimuovere il calcestruzzo ammalorato fino a mettere in vista le armature trasversali, riempire con malta cementizia le fessure più larghe, saldare alla vecchia armatura quella di rinforzo (longitudinale e trasversale) e gettare infine il calcestruzzo fresco ad alta resistenza fino a raggiungere le dimensioni prestabilite. Queste ultime, come già detto, saranno tenute sensibilmente superiori a quelle originali per aver le maggiori garanzie di efficacia della riparazione.

Le armature aggiunte dovranno essere disposte, per quanto possibile, continue e comunque prolungate ben oltre la zona interessata dal dissesto, per garantirne un sufficiente ancoraggio. Nel caso dei pilastri andranno distanziate da quelle esistenti ed accuratamente posizionate servendosi di spezzoni di barre in acciaio saldate sia a quelle vecchie che a quelle da porre in opera; per le travi, la cui larghezza rimane pressoché invariata (fig. 5), al distanziamento dei ferri longitudinali provvedono le nuove staffe.

Nelle riparazioni dei nodi si avrà cura di elevarne la duttilità, controllando la percentuale di armatura longitudinale e disponendo le staffe a distanza ravvicinata (non più di 10 cm) su una lunghezza pari almeno al 25% di quella della trave o del pilastro in esame.

Un sistema estremamente semplice di riparazione dei nodi trave-colonna è quello illustrato in figura 6, consistente nello scarificare il calcestruzzo lesionato, sostituendolo con calcestruzzo fresco; si dispongono quindi tre staffe a collare in leggera pretensione e si rifinisce con uno strato di malta.

Fra le tecniche tradizionali può essere considerato il consolidamento delle travi mediante precompressione. Il procedimento consiste nell'alloggiare dei cavi di acciaio armonico, eseguendo tracce di circa 2 cm all'intradosso delle travi, forandole diagonalmente in prossimità degli appoggi e sistemando delle piastre di ancoraggio terminali (fig. 7). Si imprime quindi gradualmente la presollecitazione sino ad ottenere una soddisfacente chiusura delle lesioni: quest'ultima però non può mai essere interamente ottenuta con la sola precompressione e va perciò eventualmente completata con iniezioni di sigillatura.

Le pareti in c.a. lesionate possono, infine, essere riparate eseguendo in aderenza ad esse delle vere e proprie lastre armate in calcestruzzo oppure in betoncino o malta ordinari. Nel primo caso lo spessore di ciascuna lastra non sarà inferiore a 5 cm, e l'armatura costituita da tondini  $\varnothing 6 \div 10$  mm a passo di circa 15 cm; nel secondo lo spessore può scendere anche a  $3 \div 4$  cm e l'armatura sarà realizzata con reti metalliche elettrosaldate  $\varnothing 3 \div 4$  mm

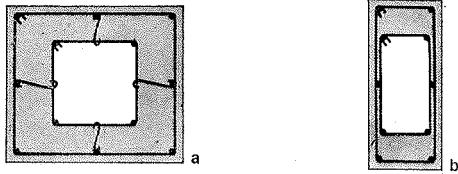


Fig. 5

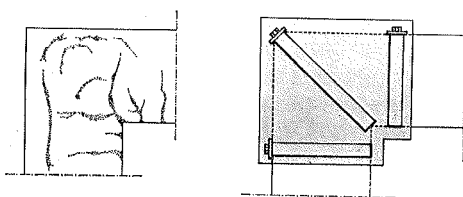
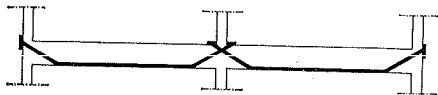


Fig. 6



Cavo in acciaio armonico

Piastra in acciaio

Fig. 7

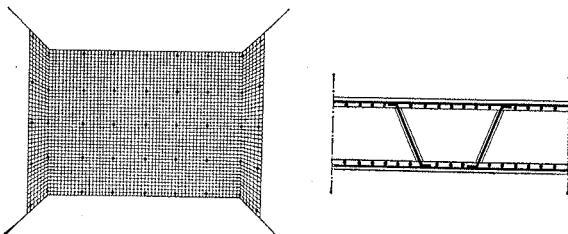


Fig. 8

in maglia  $15 \times 15$  cm; le reti vanno chiodate alla muratura e collegate fra loro con due tondini  $\varnothing 4 \div 6$  mm al metro quadrato (fig. 8).

Nel caso che le lesioni siano piuttosto lievi si può procedere ad un'iniezione con miscele cementizie. La malta da impiegare deve essere sufficientemente fluida, avere buone caratteristiche di resistenza e basso ritiro, il che può ottenersi utilizzando malte comuni con una carica silicea molto fine o pozzolaniche, con rapporti acqua-cemento intorno a 0,8 e l'aggiunta di additivi fluidificanti e antiritiro. Il peso di inerte si mantiene intorno al 10% di quello del cemento, mentre le dimensioni massime dei granuli non devono superare il  $35 \div 40\%$  della larghezza delle fessure; nel caso quindi di lesioni molto fini tali malte non

sono indicate e dovrà ricorrersi ai sistemi di cui al successivo punto C. La tecnica di iniezione non differisce sostanzialmente da quella impiegata in presenza di pareti in muratura.

## B) LE TECNICHE FONDATE SULL'IMPIEGO DI MALTE E CONGLOMERATI CEMENTIZI SPECIALI

Risultati di gran lunga più soddisfacenti si ottengono ricorrendo a malte e calcestruzzi speciali antiritiro.

Fra questi speciale menzione meritano le malte ed i conglomerati cosiddetti «reoplastici», ottenuti mescolando agli ordinari componenti (acqua, inerti, cemento) speciali prodotti composti da polimeri di sintesi, in proporzione di  $1,5 \div 3,5$  litri per quintale di cemento, a seconda del tipo di additivo reoplastico prescelto. In tal modo è possibile:

- aumentare considerevolmente la fluidità dell'impasto, con valori di slump di circa  $18 \div 22$  cm, vale a dire sette o otto volte superiori a quelli di malte o calcestruzzi ordinari di pari caratteristiche;

- mantenere allo stesso tempo molto basso il rapporto acqua-cemento (fra 0,40 e 0,5);

- aumentare il grado di idratazione dei costituenti del cemento.

I prodotti così ottenuti presentano pertanto anzitutto una capacità di bleeding, misurata come rapporto fra l'altezza di acqua essudata e l'altezza originaria di un campione di prodotto fresco, estremamente ridotta, come può rilevarsi dai diagrammi riportati in figura 9; ne consegue una segregabilità molto modesta e per converso un'elevata coesione e plasticità.

Vengono inoltre sensibilmente incrementate le proprietà di aderenza sia ai calcestruzzi già stagionati che ad armature metalliche, l'impermeabilità e le caratteristiche di resistenza meccanica. Per queste ultime si ottengono valori pari o superiori fino al 20% a quelli ottenibili su prodotti normali aventi lo stesso rapporto acqua-cemento.

Infine viene drasticamente ridotto il ritiro agendo su due delle tre componenti che lo caratterizzano (essudazione, plastica, igrometrica) e precisamente:

- annullando pressoché totalmente il bleeding

- compensando quella igrometrica con la fase iniziale di espansione (fig. 10) che inevitabilmente si produce in ambiente umido.

Le proprietà dianzi sommariamente illustrate sono tutte quanto mai indicate nel rafforzamento strutturale poiché consentono interventi dimensionalmente contenuti rispetto a quelli delle tecniche tradizionali e di molto più elevata affidabilità.

Una considerazione fondamentale per la corretta applicazione di questi materiali scaturisce dal fatto che la stabilità volumetrica viene ottenuta non annullando la componente dominante del ritiro, che è quella igrometrica, bensì compensandola con la precedente espansione. Se si vuole quindi eliminare qualsiasi scorrimento relativo o distacco fra vecchio e nuovo calcestruzzo di un elemento riparato, evidentemente fortemente pregiudizievole per l'esito del restauro, occorre contrastare opportunamente la malta o il conglomerato nella fase di espansione, provvedendo ad un

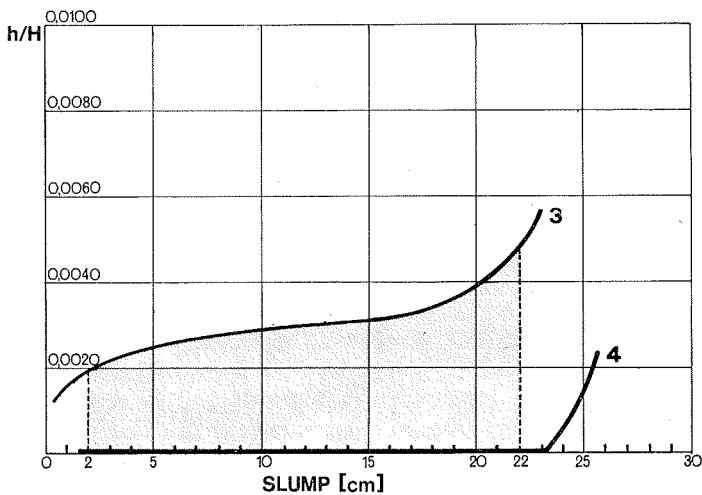
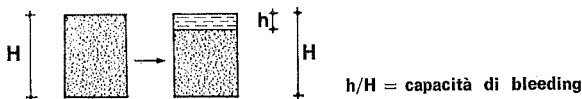
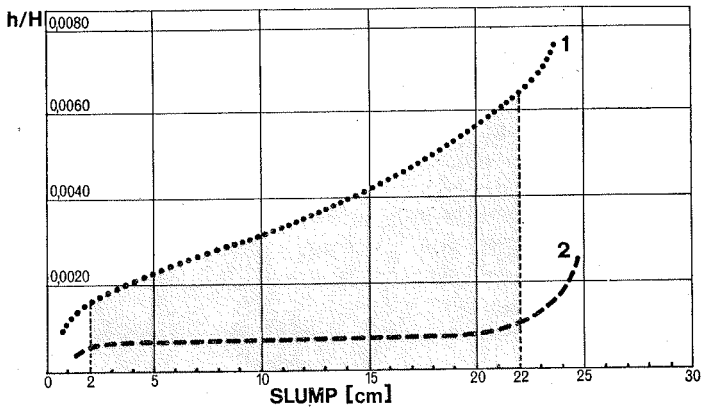


Fig. 9

- 1 - Calcestruzzo con dosaggio di cemento Portland 350 kg/m<sup>3</sup>
- 2 - Calcestruzzo con dosaggio di cemento Portland 350 kg/m<sup>3</sup> con additivo reoplastico in dose di 1,5 l/m<sup>3</sup>
- 3 - Calcestruzzo con dosaggio di cemento Portland 400 kg/m<sup>3</sup>
- 4 - Calcestruzzo con dosaggio di cemento Portland 400 kg/m<sup>3</sup> con additivo reoplastico in dose di 1,5 l/m<sup>3</sup>

Fig. 10

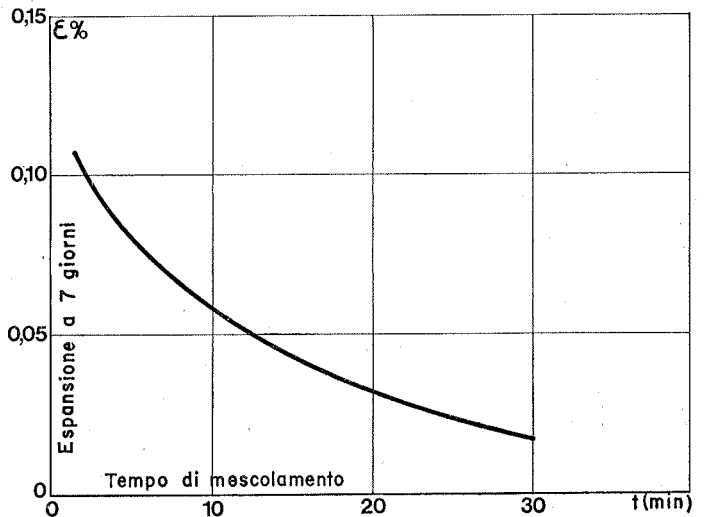
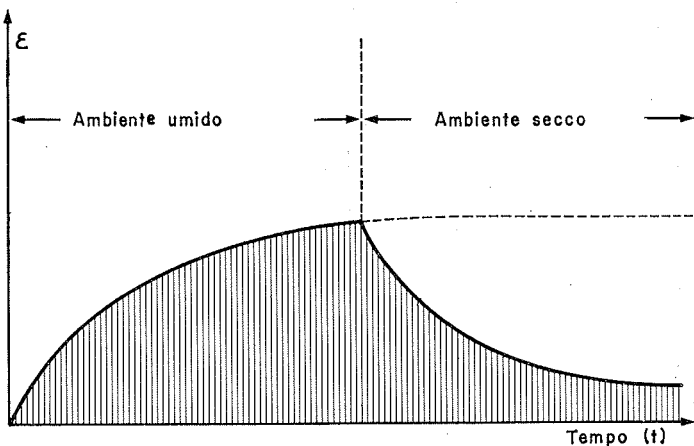


Fig. 11

efficace confinamento del getto, a imbrigliarlo con armature metalliche o a rendere fortemente irregolari le superfici destinate a riceverlo, non essendo invece assolutamente sufficiente allo scopo la semplice adesione. Così facendo malta o conglomerato sono inizialmente soggetti ad uno stato coattivo di compressione; la successiva inevitabile fase di ritiro produce quindi solo una decompressione, senza apprezzabili scollamenti. E' evidente anche, peraltro, che proprio dalla misura con cui l'espansione può essere contrastata dipende lo spessore di prodotto reoplastico che può essere efficacemente previsto.

Va rilevato, ancora, che l'espansione si riduce sensibilmente col tempo di mescolamento (fig. 11). Sia per tal motivo che per ragioni di lavorabilità a temperatura ordinaria (circa 20°), il tempo utile per l'applicazione di questi prodotti non può superare i 30 minuti.

Quanto alle modalità con cui procedere al consolidamento, si distingueranno al solito i casi dei pilastri, delle travi, dei solai e delle pareti.

Per i pilastri qualora l'intervento sia di semplice riparazione e lo stato di fessurazione lieve, si da non denunciare alcun snervamento delle armature, il restauro si potrà eseguire sigillando con miscele cementizie molto fluide le fessure di larghezza superiore a qualche decimo di millimetro, fasciando il pilastro con rete elettrosaldata chiodata alla vecchia struttura e, previo abbondante lavaggio delle superfici, gettando uno spessore di malta cementizia antiritiro (fig. 12). Quando invece lo stato di dissesto è grave fino a denunciare la formazione di cerniere in prossimità dei nodi,

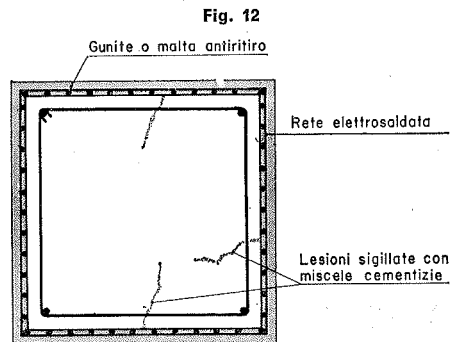


Fig. 12

si procederà a scarificare tutto il calcestruzzo ammalorato, disponendo le armature longitudinali e trasversali sostitutive di quelle snervate con criteri analoghi a quelli già visti per le tecniche tradizionali; dopo un abbondante lavaggio a saturazione del calcestruzzo si effettuerà un getto di betoncino a stabilità volumetrica (fig. 13).

Se invece è indispensabile realizzare un consistente aumento di rigidità e capacità portante, l'unico sistema è quello di aumentare decisamente la sezione resistente. L'intervento, in tal caso, è efficace solo se, evidentemente, si estende su tutta l'altezza dell'elemento e può realizzarsi, in alternativa, con:

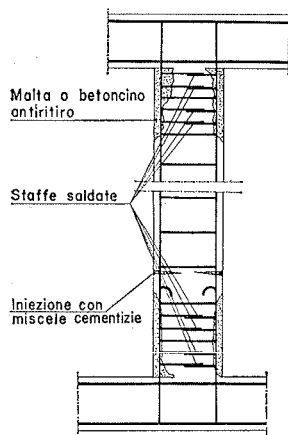


Fig. 13

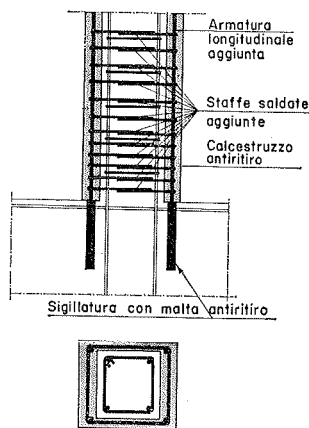


Fig. 14

— la disposizione di barre longitudinali di rinforzo passanti attraverso gli orizzontamenti e collegate alle strutture di fondazione mercè l'esecuzione di fori eseguiti con trapani o sonde rotative, staffatura continua e stretta delle armature in parola, lavaggio a saturazione del calcestruzzo, sigillatura dei fori di alloggiamento con malta antiritiro e getto di betoncino antiritiro per lo spessore richiesto (fig. 14);

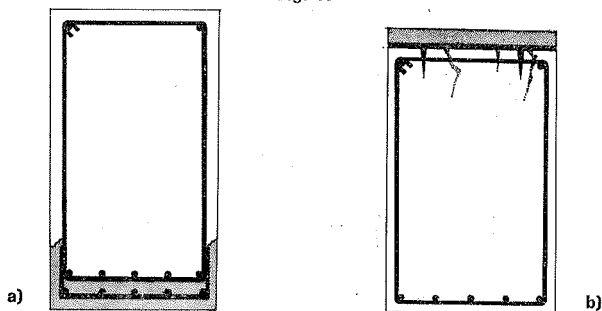
— la realizzazione di una camicia in lamiera d'acciaio intorno al pilastro, successivamente riempita con malta fortemente espansiva.

Il consolidamento delle *travi*, qualora sia insufficiente la semplice sigillatura delle lesioni, può realizzarsi:

— asportando il calcestruzzo di ricoprimento dalle superfici laterali e dalle zone tese, saldando le necessarie armature a flessione e taglio a quelle esistenti e ricostituendo il copriferro con malta o betoncino antiritiro (fig. 15a);

— disponendo una leggera armatura longitudinale e trasversale in zona compressa, chiodata alla trave sotto-

Fig. 15



stante, ed eseguendo quindi un getto di malta o betoncino. La funzione dell'armatura è soprattutto quella di frenare l'espansione iniziale dei materiali antiritiro (fig. 15b).

Con criteri simili si può intervenire su solette e solai. In tali casi, quando l'incremento di capacità portante richiede un sensibile aumento dell'altezza della struttura e non sia possibile intervenire solo sull'estradosso, si disporranno all'intradosso le armature richieste collegandole a quelle preesistenti con opportuni distanziatori e si effettuerà il getto con malta colata dall'alto attraverso fori praticati nel solaio.

Per le *pareti* vale quanto si è detto per le tecniche tradizionali, salvo la diversità dei materiali impiegati. Per le speciali proprietà di questi ultimi è però possibile limitare gli spessori delle lastre di rinforzo a 2,5 cm o 1,5 cm, a secondo che si impieghi betoncino o malta, ed eseguire il getto per semplice colatura.

In ogni caso, qualora si impieghino i materiali indicati, il calcolo delle strutture da consolidare può condursi, con buona approssimazione, nell'ipotesi di sezioni resistenti omogenee.

### C) LE TECNICHE FONDATE SULL'IMPIEGO DI RESINE

Ottimi risultati nel rinforzo di strutture in cemento armato sono attualmente conseguibili legando le vecchie strutture agli elementi che ne garantiscono il consolidamento mercè prodotti a base di resine di sintesi.

I procedimenti che si avvalgono dell'impiego di tali materiali sono purtroppo a tutt'oggi scarsamente diffusi, il che è indubbiamente dovuto non solo alla scarsa conoscenza di prodotti non tradizionali ma anche, e soprattutto forse, a una diffusa diffidenza fondata spesso su pregiudizi e luoghi comuni in gran parte ingiustificati. Si tratta, infatti, di prodotti nuovi nel campo dell'ingegneria civile ma non in quello dell'ingegneria strutturale, se è vero che in campo aeronautico già da parecchio tempo vengono impiegati con largo successo (ricordiamo solo a titolo di esempio uno degli ultimi impieghi: quello nei pannelli sandwich dei jumbo jet). Negli ultimi anni, a partire dal '60, sono state condotte numerose sperimentazioni rivolte specificamente alle applicazioni delle resine come adesivi strutturali. I risultati, dei quali daremo sintetiche notizie in una successiva sezione di questa relazione, sono stati più che incoraggianti. Il fatto che il loro travaso nelle applicazioni stenti tanto a venire si giustifica solo invocando quello che L'Hermitte ha giustamente definito il « mistero » che avvolge i rapporti fra tecnici e imprese da una parte e studiosi e ricercatori di laboratorio dall'altra.

Invero il successo dell'applicazione è, nel caso in esame, fortemente condizionato dalla scelta di una corretta formulazione, a partire dai componenti base, in relazione al particolare uso da farne ed alle condizioni ambientali. Peraltro i prodotti esistenti in commercio sono tanti e ciò, in effetti, contribuisce a creare una certa confusione fra gli utilizzatori: sono sufficienti però alcune considerazioni generali sulle proprietà di questi materiali per poter dissipare molte nebbie e sapersi orientare verso scelte sicure.

I prodotti a base di resine impiegati come materiali da costruzione si ottengono miscelando in generale tre ele-

menti: la resina vera e propria, l'indurente e il materiale di carica (filler, sabbia, ghiaia o pietrisco). Si ottengono così, a seconda degli elementi combinati, quattro tipi di materiali: leganti, adesivi, malte e conglomerati, la cui composizione è schematicamente indicata nella tabella di figura 16.

Il legante, che è il prodotto di base, si ottiene facendo reagire la resina con un gruppo reattivo (l'indurente) che ha il compito di elevarne il peso molecolare trasformando la fase liquida fondamentale in solida.

Le caratteristiche che questi materiali devono possedere ai fini dei loro impieghi strutturali sono fondamentalmente:

- buona lavorabilità, e cioè consistenza tale da garantirne l'uso nelle previste condizioni ambientali;
- proprietà tixotropiche tali da garantire una soddisfacente durata della fase liquida e possibilità di applicazione su superfici verticali;
- processo di indurimento (per polimerizzazione) indipendente dalla temperatura e dall'umidità;
- deformazioni lente (ritiro e viscosità) trascurabili;
- caratteristiche di resistenza (a trazione, a compressione, a taglio e di adesione) per nulla o scarsamente influenzate da processi di invecchiamento (sollecitazioni alternate, temperature alternate, esposizione al calor secco, al calore umido e all'acqua);
- buona resistenza alle temperature elevate;
- buone tolleranze per gli errori di miscelazione.

Ciò consente di restringere la gamma dei prodotti utilizzabili alle resine epossidiche o poliesteri ed agli indurenti amminici o ammidici. Fra questi indubbiamente preferibili sono i leganti epossidici con indurente amminico che presentano, a parità di altre caratteristiche, più elevati valori del modulo elastico, ritiro pressoché nullo, minor sensibilità all'invecchiamento.

Quanto alle deformazioni viscosi, a temperature intorno ai 20° esse sono circa 3 ÷ 4 volte maggiori che nelle malte e calcestruzzi di cemento. Per quel che riguarda la resistenza alle temperature elevate, essa dipende dal tasso di carica ed è rappresentata dalla cosiddetta temperatura di transizione, vale a dire da quel valore in corrispondenza del quale, in una prova a temperature crescenti e carico costante, le deformazioni cominciano ad aumentare vistosamente; la protezione relativa si può peraltro assicurare facilmente ed economicamente (con lana di roccia, pannelli

di mica espansa o piastre di vermiculite, per una durata di circa due ore; con pannelli di cemento amianto per una durata di circa mezz'ora). Va detto comunque, che la viscosità e il comportamento alle temperature elevate sono meno importanti allorché l'applicazione avviene in strati di modesto spessore, come avviene nei casi che qui interessano. Infatti per spessori di adesivo fra 1 e 5 mm, le deformazioni viscosi sono solo del 10 ÷ 20% superiori a quelle di elementi tutti in calcestruzzo e le temperature di transizione salgono dai 45° ÷ 50°, rilevati su prismi di malta, a più di 100°. Fra gli 80° e i 100° si osserva ancora il mantenimento di valori del carico variabili fra il 50% e il 25% di quello relativo a basse temperature (20° ÷ 30°); ciò è molto importante se si pensa che, con i rivestimenti isolanti cui si è dianzi fatto cenno, queste temperature sono raggiunte solo dopo 2 ÷ 2,5 ore di esposizione al fuoco.

Il comportamento sotto carichi dinamici ed a fatica è risultato sempre soddisfacente, talvolta addirittura migliore che nelle strutture in cemento armato.

L'unico inconveniente è che le strutture rinforzate presentano sempre rotture brusche di tipo fragile, non accompagnate da evidenti segni premonitori. Il che comporta la necessità di un'esatta valutazione della resistenza ultima e quindi dei valori dei carichi di servizio.

In conclusione quindi, nel campo del rinforzo strutturale sono consigliabili i prodotti epossidici con indurente amminico in proporzione variabile fra il 35% e il 50% e tassi di carica compresi fra 1:0,40 e 1:1 per gli adesivi, fra 1:2 e 1:5 per le malte, e anche maggiori per i conglomerati, prevedendo sempre, data l'elevata reattività che essi possiedono, due formulazioni base per le applicazioni d'inverno e d'estate (quest'ultima a minore reattività).

La valutazione delle caratteristiche di resistenza al calore, sia a breve che a lungo termine, e della reattività possono essere condotte sperimentalmente, ad esempio, secondo le direttive contenute nelle: « Prüfverfahren für Reaktionsharze im Bauwesen » recentemente elaborate in Germania dalla Commissione « Epoxidharzforschung » della « Deutscher Beton Verein e. V. » di Wiesbaden. Purtroppo in tutti i Paesi mancano ancora delle istruzioni che definiscano gli standard minimi che questi materiali devono possedere e che sono invece indispensabili per meglio definire i limiti di validità tecnica ed economica delle loro applicazioni.

Dopo questa indispensabile premessa sui materiali, si può passare ad illustrare le *tecniche di consolidamento* che su essi si basano.

I procedimenti in uso sono sostanzialmente due:

— l'incollaggio di parti o elementi addizionali in c.a. alle strutture preesistenti (reinforced concrete bonding), che d'ora in avanti indicheremo con la sigla R.C.B.;

— l'incollaggio di piatti in acciaio (steel members bonding), cui si farà riferimento con la sigla S.M.B..

In entrambi i casi l'incollaggio fra vecchia e nuova struttura può essere realizzato in teoria sia con adesivi (spessori 1 ÷ 5 mm) che con malte (spessori 5 ÷ 20 mm). L'impiego dei primi, anche se i costi possono essere maggiori, è però consigliabile in generale perché si riducono drasticamente sia gli effetti dei fenomeni lenti che quelli delle alte temperature.

Fig. 16

Componenti		Materiali strutturali			
		Collante	Adesivo (*)	Malta (**)	Calcestruzzo (**)
Resina		*	*	*	*
Indurente		*	*	*	*
Inerte	filler		*		
	sabbia			*	*
	inerti grossolani				*

(\*) percentuale di inerte max 1:2

(\*\*) percentuale di inerte 1:3

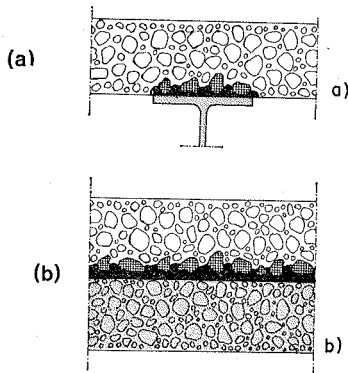


Fig. 17

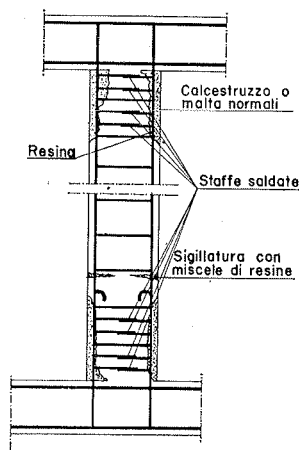


Fig. 18

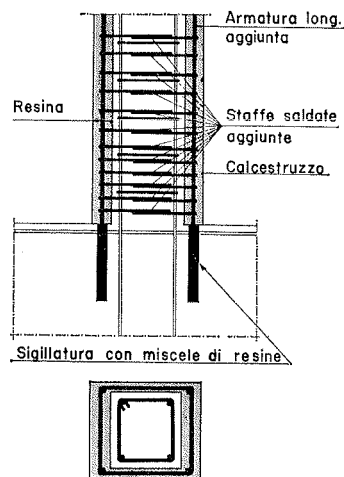


Fig. 19

Un caso in cui le malte possono trovare un razionale impiego nel procedimento R.C.B. è quello del sistema ad inerti incollati: alla vecchia struttura si applica una malta con inerti di grosso diametro ( $2,5 \div 3,5$  cm), dopo di che, ad indurimento avvenuto, si esegue il getto di calcestruzzo fresco; l'aderenza resta perciò affidata agli inerti che fanno da veri e propri connettori fra le due parti della struttura (fig. 17); il sistema proposto nel 1971 dai ricercatori svizzeri della ICOM ha dato ottimi risultati, soprattutto per quel che concerne l'aderenza fra i materiali a contatto.

Per le malte, beninteso, resta pienamente valido l'uso come sigillante soprattutto nei casi che gli elementi da esse ancorati siano fortemente sollecitati.

Nel consolidamento dei pilastri l'applicazione del sistema R.C.B. può essere così schematizzata:

— se lo stato di fessurazione è lieve e diffuso, si sigillano le lesioni più marcate, si distende uno strato di adesivo epossidico di spessore  $1 \div 3$  mm e si getta infine un betoncino armato con reti elettrosaldate dello spessore di qualche centimetro;

— il restauro in corrispondenza delle zone di formazione di cerniere per sgretolamento del calcestruzzo e snervamento del ferro si realizza come nell'analogo caso descritto al punto B, salvo l'interposizione dello strato di adesivo fra vecchio e nuovo calcestruzzo (fig. 18);

— il rinforzo per conseguire maggiori capacità portanti, infine, si ottiene eseguendo una camicia in c.a. a tutta altezza incollata con l'adesivo al pilastro esistente (fig. 19).

Col sistema S.M.B. il pilastro viene rinforzato mercè incollaggio di angolari (fig. 20) o di una vera e propria camicia metallica, a seconda delle necessità; lo spessore di adesivo è ancora variabile fra 1 e 3 mm. Il tutto viene rivestito con normale intonaco cementizio o, meglio ancora, con materiali termoisolanti.

Il consolidamento di travi e solette col procedimento R.C.B. si attua gettando uno strato di calcestruzzo normale o leggero armato da una rete metallica e da eventuali armature supplementari nelle zone dei massimi momenti negativi.

Indubbiamente più versatile, soprattutto per questi elementi strutturali, è però il procedimento S.M.B., consistente nell'applicare piatte metalliche continui lungo i lembi

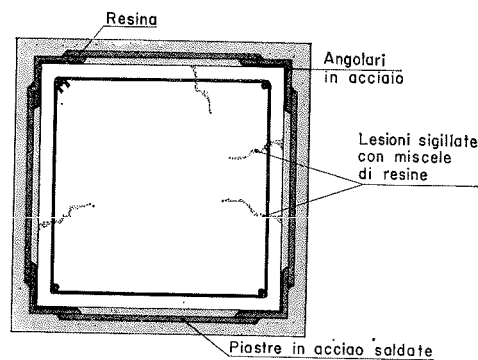


Fig. 20

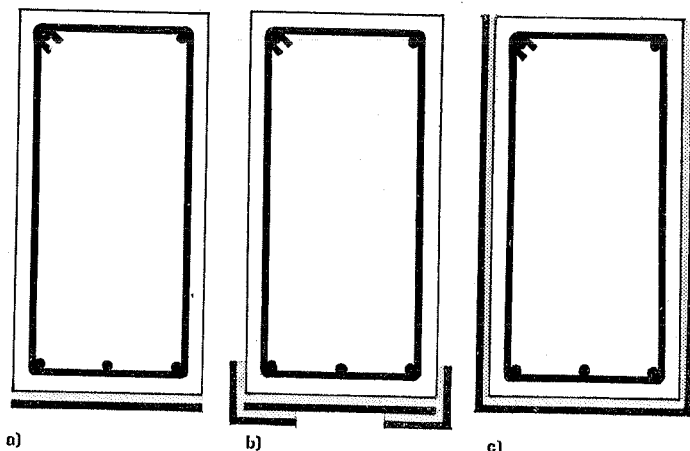


Fig. 21

per aumentare la resistenza a flessione e piatte metalliche, continui o no, sulle anime per migliorare la resistenza a taglio (figg. 21, 22). Questi ultimi devono essere risvoltati sul bordo inferiore sia per assicurare una lunghezza di incollaggio sufficiente a prevenire il pericolo di rotture premature (fig. 23), sia per evitare una rottura a taglio della trave (fig. 24); nel caso di travi a T, inoltre, essi andranno collegati alla soletta mercè opportuni denti di ancoraggio o, meglio ancora, con profilati metallici a L (fig. 25). Il procedimento è solitamente completato da un trattamento di sigillatura delle lesioni.

Gli elementi metallici non dovranno avere spessori supe-

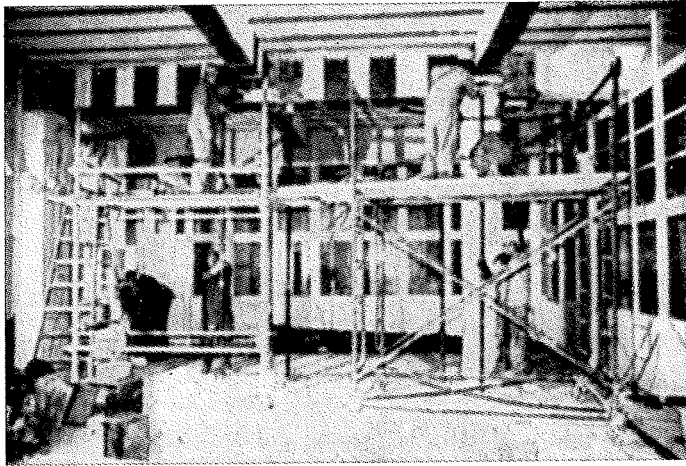


Fig. 22

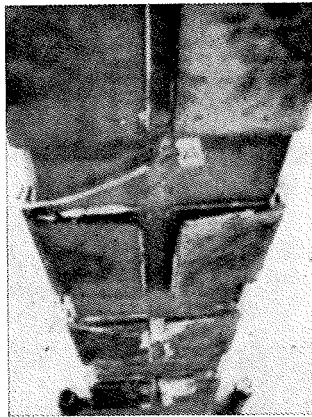


Fig. 23

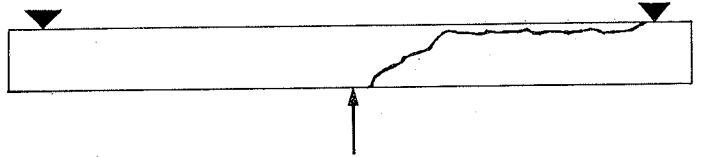


Fig. 24

riori a 4 mm (in genere si applicano piatti di spessore 3 mm), perché le superfici di calcestruzzo sono tutt'altro che piane e si rischierebbe altrimenti di non realizzare un buon contatto fra acciaio e calcestruzzo. Se sono necessari spessori maggiori si disporranno diversi piatti incollati l'uno sull'altro fino a raggiungere la dimensione richiesta.

Per entrambi i procedimenti sono molto importanti le condizioni di messa in opera.

Nel caso del sistema R.C.B., prima di applicare l'adesivo, bisogna trattare il vecchio calcestruzzo con sabbiatura o alla mola. Il calcestruzzo fresco dovrà avere un rapporto acqua/cemento per quanto possibile contenuto, onde assicurare la migliore aderenza fra i materiali.

Nel sistema S.M.B. il calcestruzzo va pulito e sgrassato ancora con sabbiatura o molatura, avendo cura che non vi siano brusche irregolarità (fig. 26) e che i difetti di planarità non superino  $1 \div 1,5$  mm per metro.

I piatti metallici vanno anch'essi energicamente sabbiati per eliminare ogni residuo di corrosione e quindi protetti da questa ultima ricoprendoli con un primer costituito da un semplice legante epossidico.

L'adesivo va spalmato sia sul calcestruzzo che sugli elementi metallici per evitare la formazione di bolle d'aria al contatto con gli elementi da incollare (fig. 27), sedi di pericolose concentrazioni degli sforzi, responsabili di ridurre l'area effettiva di contatto e difficilmente eliminabili a

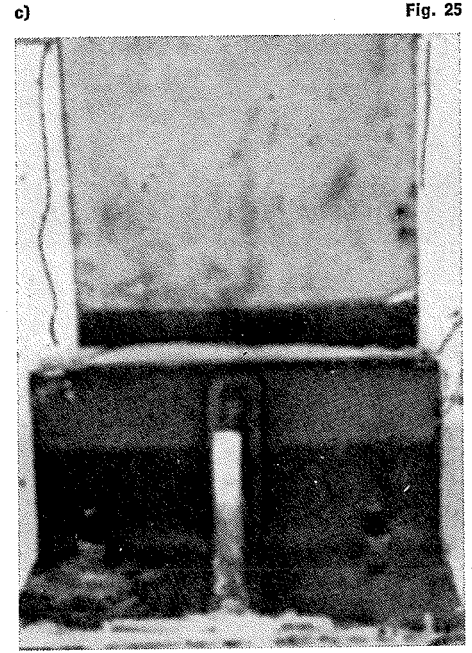
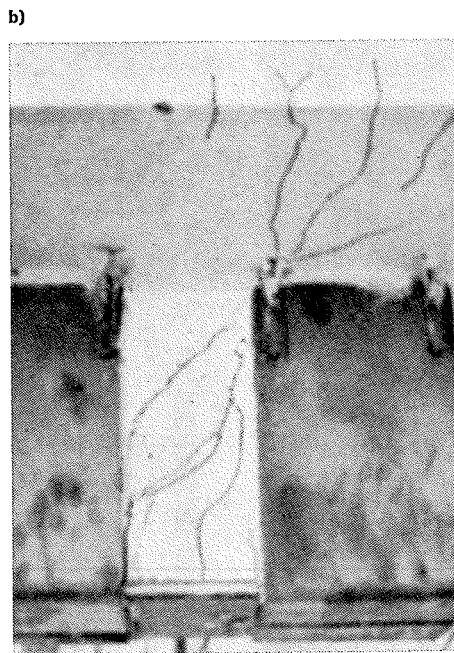
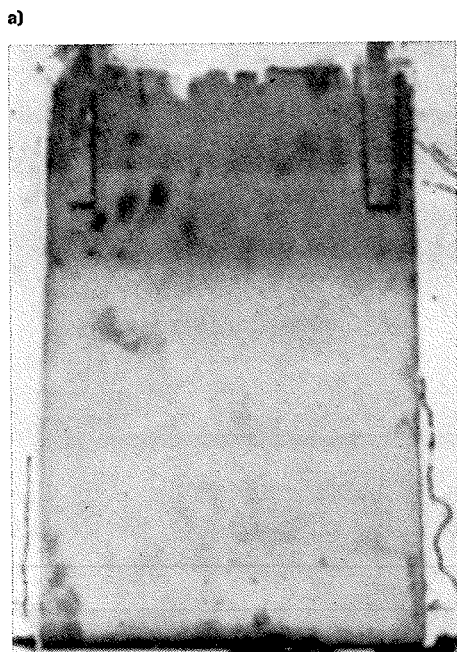


Fig. 25

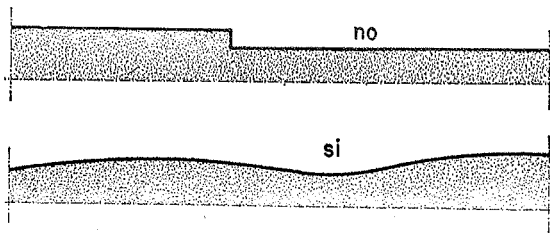


Fig. 26

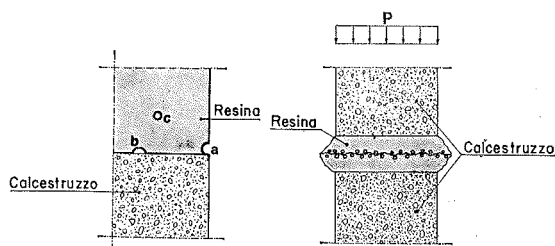


Fig. 27

Fig. 28

causa dell'elevata viscosità del mezzo. Le bolle che si dovessero formare all'interno dello strato di adesivo si eliminano invece (fig. 28) facendolo sbavare, applicando una pressione per quanto possibile uniforme ai piatti metallici (figg. 29, 30); nel caso del sistema illustrato in figura 30, ad indurimento avvenuto dell'adesivo, vengono rimossi i bulloni laterali lasciando in sito quello centrale. Per questa ragione lo spessore di adesivo da applicare complessivamente

mente deve essere due o tre volte maggiore di quello finale che si intende realizzare.

Volendo fare un rapido confronto fra i due procedimenti in esame, va detto che a favore del R.C.B. giocano le maggiori rigidità strutturali che si possono conseguire, la minor influenza alle alte temperature, dovuta alla maggior protezione che in generale ha l'adesivo; peraltro esso comporta non trascurabili appesantimenti e i possibili casi d'impiego sono più limitati.

Il sistema S.M.B. consente di raggiungere soddisfacenti risultati non solo tecnici ma anche economici. A titolo indicativo citeremo un esempio: l'adeguamento del solaio illustrato in pianta in figura 31 per elevarne il sovraccarico da  $200 \text{ kg/m}^2$  a  $900 \text{ kg/m}^2$  è stato progettato in tre modi:

- demolizione e ricostruzione del solaio in c.a.;
- rinforzo con travi metalliche intradossate;
- rinforzo con incollaggio di piatti metallici all'intradosso,

ottenendo nel secondo e terzo caso costi pari a circa il 50% ed il 30%, rispettivamente, di quello della completa ricostruzione.

Infine, per quanto riguarda il *calcolo* delle strutture rinforzate ben poco vi sarebbe da dire sul R.C.B., una volta rilevato che le strutture vanno trattate a rigore come composte in c.a.; invece alcune considerazioni particolari sono opportune per il S.M.B..

Anzitutto, ai fini delle verifiche di aderenza fra gli elementi solidarizzati, è necessario analizzare l'andamento

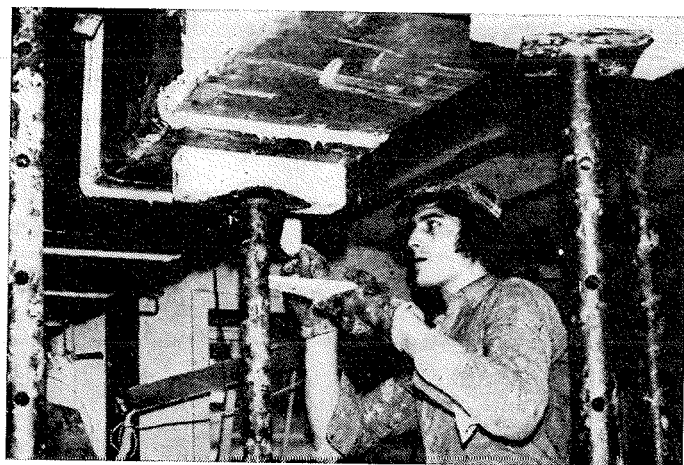


Fig. 29

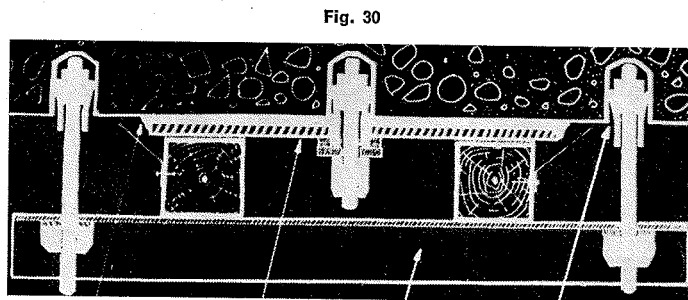
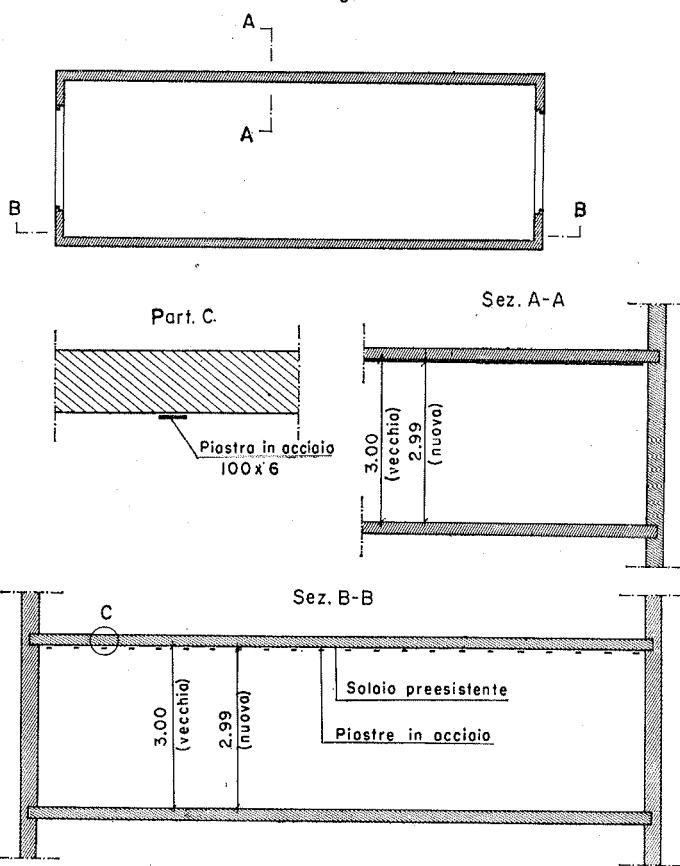


Fig. 30

Fig. 31





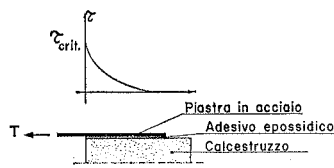


Fig. 32

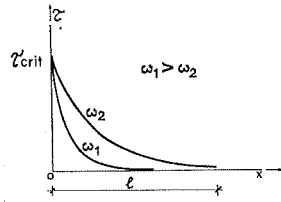


Fig. 33

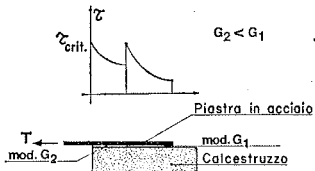


Fig. 34

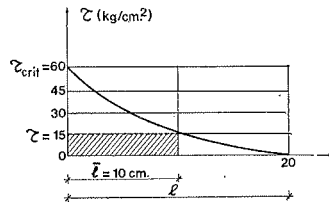


Fig. 35

delle tensioni tangenziali  $\tau$  al contatto per ricavarne il valore ammissibile. Una corretta impostazione teorica e sperimentale del problema si deve a Bresson che ha determinato l'equazione differenziale che regge il problema dell'incollaggio fra due materiali con interposto strato di adesivo (fig. 32)

$$\frac{d^2 \tau}{dx^2} - \omega^2 \tau = 0 \quad (1)$$

in cui

$$\omega = \frac{G}{s} \left( \frac{1}{E_a s_a} + \frac{1}{E_b s_b} \right), \quad (2)$$

essendo  $E_a$  e  $E_b$  i moduli di elasticità longitudinale dei materiali incollati,  $s_a$  e  $s_b$  gli spessori relativi,  $G$  il modulo di elasticità tangenziale dello strato di adesivo e  $s$  il suo spessore.

Dalla (1) si ricava:

$$\tau(x) = T \omega \frac{\sinh \omega x}{\sinh \omega l}; \quad (3)$$

le tensioni tangenziali quindi variano con legge esponenziale da un valore massimo  $\tau_{\max} = T \cdot \omega$  in corrispondenza del punto di applicazione della forza applicata  $T$  fino a zero a distanza  $l$  da esso. Poiché l'adesivo ha resistenza al taglio notevolmente superiore a quella del calcestruzzo (variabile fra  $150 \div 180 \text{ kg/cm}^2$ ), il collasso del giunto si verifica in quest'ultimo allorché la massima  $\tau$  raggiunge un valore critico

$$\tau_{\max} = \tau_{\text{crit}}. \quad (4)$$

Le esperienze hanno dimostrato che per un buon calcestruzzo, caratterizzato da valori di  $E_b$  intorno a  $400.000 \text{ kg/cm}^2$  alla data del rinforzo, risulta  $\tau_{\text{crit}} \geq 60 \text{ kg/cm}^2$ , mentre la lunghezza  $l$  è intorno ai  $20 \text{ cm}$ . L'effettiva legge di variazione dipende dal coefficiente  $\omega$ , come illustrato in figura 33: il valore medio della tensione tangenziale, e quindi lo sforzo tagliante massimo trasmissibile dal giunto cresce al diminuire di  $\omega$ . Quest'ultimo coefficiente, peraltro, può porsi nella forma

$$\omega = \frac{G}{s} \frac{1}{E_a s_a} \left( 1 + \frac{n}{\lambda} \right) \quad (5)$$

se  $n = E_a/E_b$  e  $\lambda = s_b/s_a$ , e quindi nei casi che interes-

sano il S.M.B. poiché  $n \approx 10$  e  $\lambda \approx 100$ , in via approssimata si ottiene la relazione

$$\omega = \frac{G}{s} \frac{1}{E_a s_a} \quad (6)$$

che denuncia la dipendenza della distribuzione delle  $\tau$  solo dalle caratteristiche dello strato di adesivo e della piastra metallica. Il miglior sistema, in teoria, per accrescere il rendimento del giunto è quello di realizzare diagrammi del tipo di figura 34, che possono ottenersi con strati di adesivo a caratteristiche discontinue (variando lo spessore o, più praticamente, il modulo  $G$ ).

Se i piatti metallici hanno spessore  $s_a = 3 \text{ mm}$ , con spessori di adesivo intorno a  $0,6-1 \text{ mm}$  il diagramma delle  $\tau$  è quello di figura 35. Noto tale diagramma, definita una lunghezza ammissibile  $\bar{l} = \frac{1}{2} l = 10 \text{ cm}$  e la tensione corrispondente (ammissibile)  $\bar{\tau}$ , lo sforzo ammissibile per unità di larghezza del giunto si può calcolare assumendo una distribuzione uniforme di  $\tau = \bar{\tau}$  su  $\bar{l}$ :

$$T = \bar{\tau} \cdot \bar{l}. \quad (7)$$

Nel caso particolare in esame è:  $\bar{T} = 150 \text{ kg}$  a confronto di uno sforzo di collasso (pari all'area racchiusa dall'intero diagramma) di  $450 \text{ kg}$ , per cui il coefficiente di sicurezza a collasso è  $\nu = \frac{450}{150} = 3$ , indubbiamente necessario date

anche le caratteristiche di rottura fragile dei giunti in argomento. E' bene però rilevare ancora esplicitamente che i valori  $\bar{\tau}$  e  $\bar{l}$  necessari per conseguire il prefissato  $\nu$  dipendono da  $\omega$ .

Le verifiche a flessione e taglio si conducono controllando i valori delle tensioni nei materiali già esistenti e in quelli di rinforzo, nonché le tensioni di aderenza.

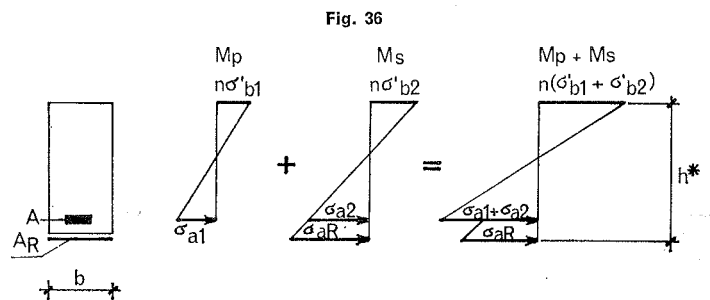
Per le verifiche a flessione (fig. 36) se  $\sigma_{a1}$  e  $\sigma'_{b1}$  sono le tensioni estreme indotte dal momento  $M_p$  agente all'atto in cui si esegue il rinforzo (calcolate sulla sezione in c.a. originaria) e  $\sigma_{a2}$ ,  $\sigma'_{b2}$ ,  $\sigma_{aR}$  quelle indotte nella struttura rinforzata dal momento  $M_s$  dovuto ai carichi successivamente applicati (calcolate sulla sezione rinforzata resa omogenea), dovrà evidentemente risultare:

$$\begin{cases} \sigma'_{b1} + \sigma'_{b2} \leq \bar{\sigma}'_b, \\ \sigma_{a1} + \sigma_{a2} \leq \bar{\sigma}_a, \\ \sigma_{aR} \leq \bar{\sigma}_{aR}. \end{cases} \quad (8)$$

Dall'esame della figura 33 è evidente che

$$\sigma_{aR} < \sigma_{a1} + \sigma_{a2} \quad (9)$$

il che costringe a contenere le tensioni nei piatti di rin-



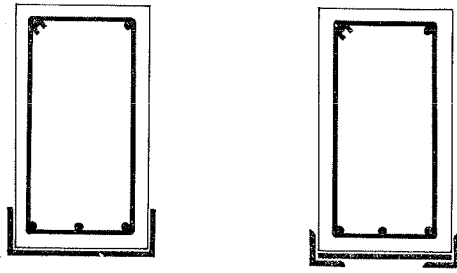


Fig. 37

forzo al di sotto del valore  $\bar{\sigma}_a$ , e quindi talvolta entro limiti dell'ordine dei 1400 kg/cm<sup>2</sup>.

Un procedimento alternativo che, in presenza di armature a basso valore di  $\bar{\sigma}_a$  nelle strutture da consolidare, può risultare economicamente conveniente, è quello di adottare piatti di rinforzo ad elevato limite di snervamento e trascurare del tutto nelle verifiche il contributo delle armature esistenti. Calcolate in tal modo  $\sigma'_{b1}$ ,  $\sigma'_{b2}$  e  $\sigma_{aR}$ , si imporrà semplicemente che

$$\begin{cases} \sigma'_{b1} + \sigma'_{b2} \leq \bar{\sigma}'_b, \\ \sigma_{aR} \leq \bar{\sigma}_{aR}. \end{cases} \quad (10)$$

La verifica di aderenza nel giunto fra armatura di rinforzo a flessione e calcestruzzo si conduce controllando che

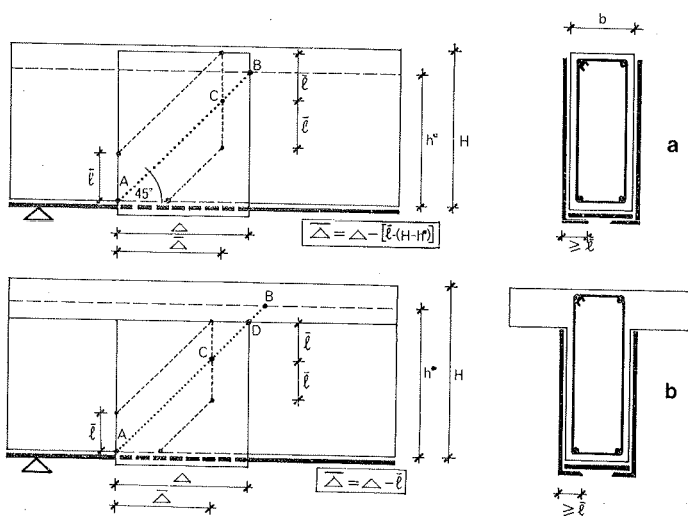
$$\tau = \frac{T_s S}{J b} = \frac{T_s}{b \cdot h^*} \leq \bar{\tau}, \quad (11)$$

in cui  $T_s$  è lo sforzo di taglio indotto dai sovraccarichi agenti sulla struttura già consolidata, mentre gli altri simboli hanno ovvio significato.

Qualora la (11) non fosse soddisfatta, si può sostituire il piatto metallico con un profilo a U oppure aggiungere due profilati angolari, per aumentare il valore della larghezza  $b$  del giunto (fig. 37).

Il calcolo delle armature di rinforzo a taglio si conduce affidando ad esse la funzione di cucitura di eventuali lesioni. Nell'ipotesi classica che queste siano inclinate di 45°, lo sviluppo in proiezione orizzontale di una lesione sarà evidentemente pari al braccio della coppia resistente interna

Fig. 38



$h^*$  (fig. 38). Si supponga inoltre che il piatto di rinforzo a L abbia lunghezza  $\Delta$  e sia risvoltato sull'armatura tesa per un tratto lungo almeno  $\bar{l}$ .

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 essi (considerando anche il risvolto) una lunghezza in verticale pari almeno a  $\bar{l}$ . Ciò significa che per le sezioni rettangolari in cui  $H - h^* < \bar{l}$  ed in quelle a T, la lunghezza utile dell'armatura avrà un valore ridotto uguale rispettivamente a

$$\bar{\Delta} = \Delta - [\bar{l} - (H - h^*)], \quad (12)$$

$$\bar{\Delta} = \Delta - \bar{l}, \quad (13)$$

nei due casi sopra citati.

Lo sforzo di taglio  $T_s$  agente sulla trave rinforzata sarà ripreso in parte dall'armatura a taglio interna già esistente, costituita da staffe e ferri piegati ( $T_a$ ) ed in parte da quella esterna aggiunta ( $T_R$ ):

$$T_s = T_a + T_R. \quad (14)$$

Nell'ipotesi che gli sforzi taglianti siano costanti sul tratto  $\Delta$ , il valore di  $T_a$  è notoriamente:

$$T_a = \frac{h^*}{\Delta} (A_s + \sqrt{2} \cdot A_p) \sigma_{a2} = (A_s + \sqrt{2} \cdot A_p) \sigma_{a2} \quad (15)$$

se  $A_s$  e  $A_p$  sono le aree globali di staffe e ferri piegati disposti sul tratto di trave di lunghezza  $\Delta = h^*$ ; per  $T_R$  si ha invece:

$$T_R = \frac{h^*}{\Delta} A_R \sigma_{aR} = A_R \sigma_{a2}. \quad (16)$$

Nella (16) il valore della tensione è lo stesso che nella (15) poiché, per l'ipotizzata presenza della lesione, i sovraccarichi inducono le stesse tensioni nell'armatura interna ed esterna; il valore di  $A_R$  dovrà calcolarsi con riferimento alla lunghezza ridotta e sarà perciò in totale, per i due piatti disposti sull'anima:

$$A_R = 2 \bar{\Delta} s_a, \quad (17)$$

se  $s_a$  è ancora lo spessore del piatto di rinforzo.

Sostituendo le (15) e (16) nella (14) si ricava:

$$\sigma_{a2} = \frac{T_s}{A_s + \sqrt{2} A_p + A_R} \quad (18)$$

e la verifica si condurrà imponendo che per le armature interne sia:

$$\sigma_{a1} + \sigma_{a2} \leq \bar{\sigma}_a \quad (19)$$

essendo  $\sigma_{a1}$  la tensione dovuta ai carichi esistenti all'atto del rinforzo, mentre per quelle esterne:

$$\sigma_{aR} = \sigma_{a2} \leq \bar{\sigma}_{aR}. \quad (20)$$

Così operando il livello delle tensioni nell'armatura di rinforzo è sicuramente inferiore a quello ammissibile nelle armature interne, poiché  $\sigma_{a2} \leq \bar{\sigma}_a - \sigma_{a1}$ . Per gli stessi motivi esposti nel caso della flessione, può essere perciò conveniente trascurare del tutto il contributo della vecchia armatura e imporre soltanto che

$$\sigma_{aR} \leq \bar{\sigma}_{aR}, \quad (21)$$

rendendo possibile così l'impiego di acciai di più elevata qualità.

Il controllo dell'aderenza, invece, si conduce per le armature da taglio imponendo che

$$\frac{T_R}{2 \bar{\Delta} \bar{l}} \leq \bar{\tau} \quad (22)$$

Un'ultima questione di calcolo che interessa ai fini della messa in opera del sistema S.M.B. è il valore della pressione  $p$  da applicare ai piatti metallici ed il tempo  $t$  per cui deve essere mantenuta, affinché lo spessore di adesivo passi da quello inizialmente applicato  $s_i$  a quello finale  $s_f$ . In proposito, se  $\mu$  è il coefficiente di viscosità della resina e  $b$  la larghezza del piatto da incollare, si può dimostrare che le grandezze cercate  $p$  e  $t$  sono legate dalla relazione

$$p \cdot t = 2 \mu b^2 \left( \frac{1}{s_f^2} - \frac{1}{s_i^2} \right) \quad (23)$$

Il comportamento sotto carico di travi in sistema S.M.B., rispetto a travi in c.a. aventi lo stesso momento limite, è sensibilmente più elastico; la rottura avviene però in maniera brusca, fragile, senza il manifestarsi di un periodo di grandi deformazioni (fig. 39). Inoltre la trave comincia a fessurarsi molto più tardivamente (in presenza di armature sull'anima, solo poco prima della rottura), il che consente di elevare (a volte quasi di raddoppiare) il momento di servizio.

Ai fini del consolidamento in zone sismiche la fragilità di questi sistemi d'intervento è però largamente compensata dalla elevata resistenza e affidabilità del procedimento. Riteniamo, inoltre, che possa essere attenuata utilizzando nella formulazione dell'adesivo degli agenti flessibilizzanti (ad esempio polisolfiti liquidi) che servirebbero anche ad attenuare eventuali concentrazioni di tensioni, lasciando pressoché invariate le altre proprietà.

Il consolidamento delle pareti con prodotti a base di resine può ottenersi anzitutto per semplice iniezione di leganti. In tal caso, oltre a garantire un'elevata fluidità,

sarà opportuno scegliere il modulo elastico del prodotto indurito in funzione del tipo di fessurazione. Infatti in presenza di microfessurazioni è preferibile che il modulo sia piuttosto basso, ad evitare rilevanti effetti cuneo, soprattutto sotto l'azione di forze alternate; nel caso, invece, di macrofessurazioni, valori elevati del modulo garantiscono una più ridotta deformabilità dell'elemento riparato.

Qualora il trattamento con iniezioni sia insufficiente, un più efficace consolidamento può realizzarsi incollando alla vecchia parete lastre di betoncino armato o profilati metallici, questi ultimi in schema reticolare e ben collegati ai telai di riquadro.

### 2.1.2. L'inserimento di pareti di taglio

L'inserimento di nuove pareti di taglio nell'organismo strutturale è il più efficace ed energico intervento di rafforzamento ed adeguamento antisismico poiché consente di migliorare notevolmente il comportamento dell'edificio alle azioni sismiche orizzontali, sia elevandone la resistenza ultima, sia equilibrando la distribuzione delle rigidità intorno al centro di taglio si da annullare, o almeno minimizzare, le oscillazioni torsionali indotte da preesistenti dissimmetrie.

Le pareti vengono generalmente ubicate all'interno dei telai costituenti la vecchia ossatura portante e ad essi solidarizzate, laddove consigliato in pratica da un compromesso fra ragioni statiche da una parte ed estetiche e distributive dall'altra. Le strutture così composte possono essere rigorosamente calcolate per forze orizzontali considerandole, come in effetti sono, un assemblaggio di elementi monodimensionali (pilastri e travi) ed elementi bidimensionali a lastra (pareti), avvalendosi a tal fine di uno dei numerosi programmi oggi disponibili allo scopo; in alternativa il calcolo può essere ancora condotto a telaio, schematizzando la struttura come indicato in figura 40, vale a dire considerando i traversi compresi fra due pareti

Fig. 39

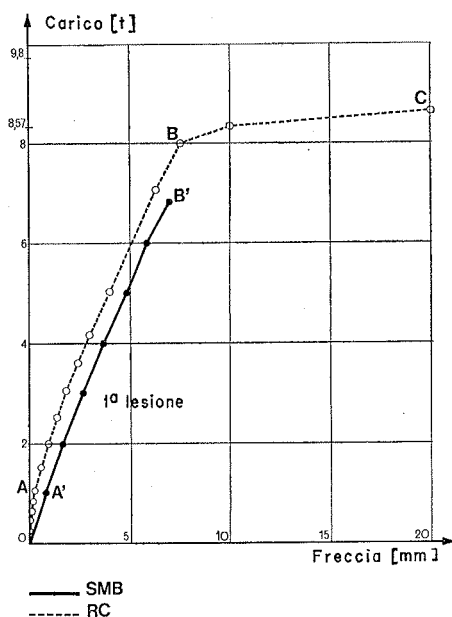
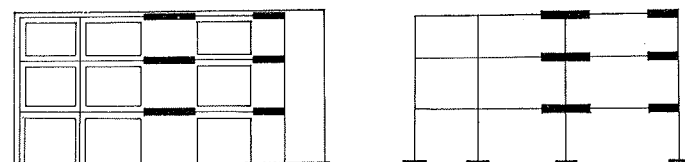
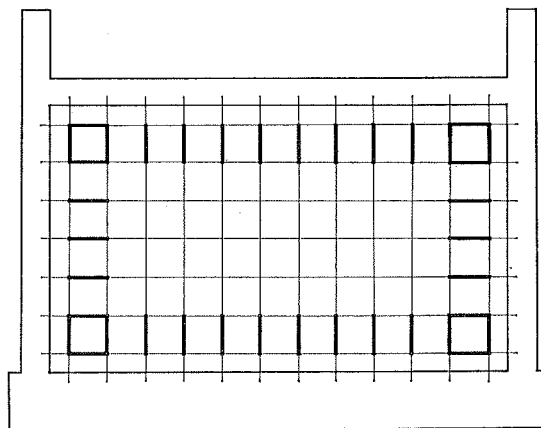


Fig. 40



41 - Parete gettata in situ.



di taglio come composti da due segmenti rigidi laterali ed uno deformabile, adottando per essi le rigidezze di elementi monodimensionali rigido-deformabili.

Per una valutazione orientativa di predimensionamento della superficie complessiva di pareti di taglio necessarie, si può anche ricorrere a procedimenti approssimati fondati su formule empiriche. Ad esempio, per edifici in cemento armato non molto alti (fino a 5 piani) il valore della superficie delle pareti di taglio  $A_w$  si può ricavare confrontando il valore dello sforzo di taglio massimo agente in presenza di terremoto violento

$$F_{\max} = C \cdot 1300 \Sigma A_f, \quad [\text{kg}] \quad (24)$$

con la resistenza ultima a taglio della struttura

$$F_u = 12 A_c + 33 A_w, \quad [\text{kg}] \quad (25)$$

essendo

$C$  il coefficiente sismico di risposta prevedibile per l'edificio;

$\Sigma A_f$  la somma delle aree di tutti gli impalcati al di sopra del piano terreno, misurata in  $\text{m}^2$ ;

$A_c$  l'area delle colonne presenti al di sotto del primo solaio, misurata in  $\text{cm}^2$ ;

$A_w$  l'area delle pareti di taglio presenti al di sotto del primo solaio, misurata in  $\text{cm}^2$  e computando solo gli elementi di lunghezza superiore a 60 cm.

L'inserimento di pareti all'interno di telai può essere realizzato con materiali tradizionali semplicemente

— gettando fra travi, setti in cemento armato ordinario (fig. 41) collegati lungo tutto il perimetro con opportune

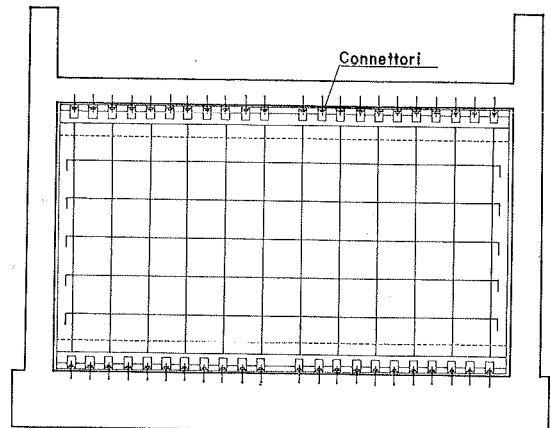


Fig. 44

44 - Parete composta da un unico pannello prefabbricato; 45 - Parete composta da più pannelli prefabbricati.

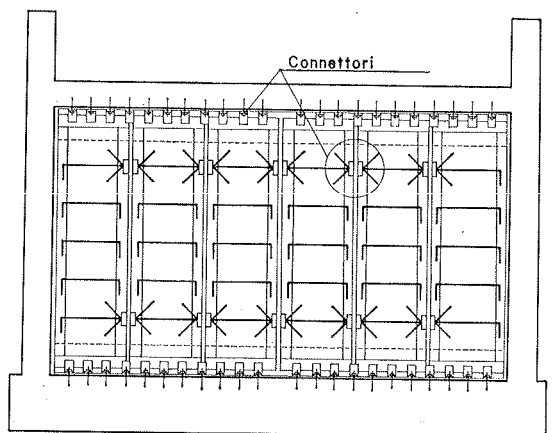


Fig. 45

Fig. 42

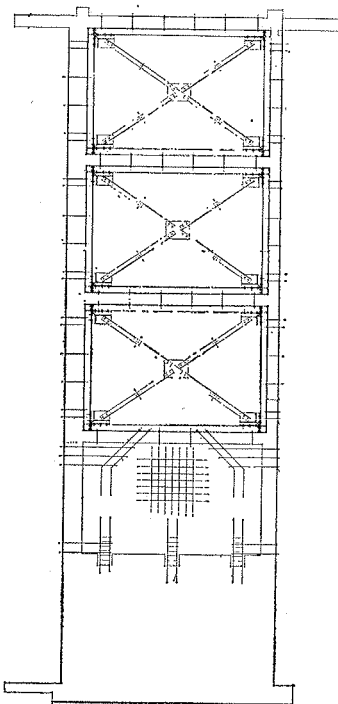
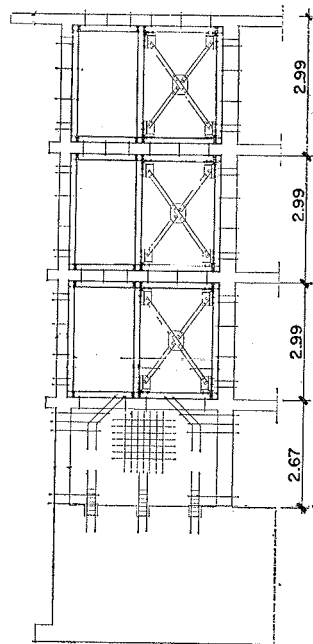


Fig. 43



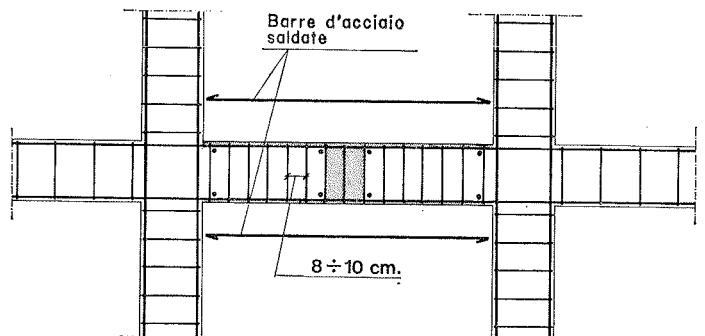
armature di cucitura (bullonatura con barre d'acciaio filettate passanti, ferri d'ancoraggio);

— inserendo saldamente nelle maglie del telaio strutture reticolari metalliche a croce di S. Andrea (fig. 42) o in altri schemi tipici dei controventi metallici.

Queste ultime all'ottimo comportamento statico e dinamico uniscono una non trascurabile semplicità realizzativa e sono particolarmente indicate allorché la presenza di aperture esterne o ragioni funzionali escludono la possibilità di prevedere elementi pieni (fig. 43).

Risultati molto più efficaci si ottengono se la costruzione della parete gettata in opera si arresta (almeno in

Fig. 46



corrispondenza delle travi superiori) a pochi centimetri dagli elementi del telaio ( $4 \div 7$  cm) e si provvede ad una sigillatura finale con malte cementizie fortemente espansive o con malte epossidiche; la struttura risulta così molto più monolitica, con notevole beneficio per il comportamento alle azioni dinamiche.

Sempre al fine di migliorare quest'ultimo è importante che i fori di alloggiamento delle armature di collegamento vengano sigillati con iniezioni di miscele cementizie anti-ritiro o, meglio ancora, epossidiche.

Un sistema che si è imposto all'attenzione in questi ultimi anni consiste nel disporre entro le maglie da irrigidire pannelli portanti prefabbricati semplici (fig. 44) o multipli (fig. 45) imbullonati alla trave superiore ed inferiore, arrestandoli ad una distanza dai pilastri pari ad almeno 0,01 volte l'altezza netta della maglia. I risultati così ottenuti, soprattutto nel caso di pannelli multipli (in numero di  $4 \div 6$ , sono incoraggianti sia per la facilità di posa in opera che per i valori di resistenza e ancor più di duttilità e capacità di dispersione di energia che la loro adozione permette di conseguire.

Nel caso, infine, che il rinforzo strutturale necessario non sia rilevante, un risultato semplice ed economico si ottiene costruendo fra travi e pilastri dei pannelli in muratura di mattoni pieni, assicurandone l'efficace contrasto con i telai di contenimento mediante sigillature in malte anti-ritiro o epossidiche.

### 2.1.3. I Giunti

E' frequente in edifici non progettati per forze sismiche la presenza di giunti previsti fra diversi corpi di fabbrica o per la libera dilatazione e il contenimento delle azioni termiche, o in previsione di comportamenti sensibilmente diversi delle fondazioni. In entrambi i casi le dimensioni del giunto risultano sempre piuttosto ridotte in rapporto alla deformabilità delle strutture per forze orizzontali e sono quindi insufficienti dal punto di vista sismico.

L'inconveniente si supera trasformando quello esistente in un vero e proprio giunto tecnico, cioè sismicamente efficace, o eliminandolo.

La prima soluzione, che comporta la parziale demolizione e l'esecuzione di opere di ripristino degli elementi strutturali affacciati, è l'unica possibile quando le carat-

teristiche dinamiche dei corpi separati sono molto diverse e quindi difficilmente modificabili.

La seconda comporta invece la solidarizzazione delle strutture prima indipendenti, accompagnata, quando il caso, da interventi di correzione della distribuzione delle rigidità (quali, ad esempio, l'introduzione di pareti di taglio), necessari a far acquisire al nuovo corpo risultante proprietà di simmetria che le parti componenti nel loro insieme non avevano.

Questi interventi di cucitura possono essere realizzati in sicurezza solo ricorrendo ai materiali non tradizionali, caratterizzati da elevati valori della resistenza e dell'aderenza, poiché nei casi in questione le forze sollecitanti le giunzioni sono particolarmente elevate e tendono a provocare il distacco fra gli elementi che le compongono.

La loro pratica realizzazione va evidentemente studiata caso per caso, in funzione dei particolari costruttivi e dell'entità delle sollecitazioni prevedibili nelle parti da collegare.

In generale può dirsi che si deve procedere mettendo abbondantemente a nudo le armature contigue preesistenti, e disponendo su di esse quelle di cucitura ancorate efficacemente (fig. 46); il giunto si completa quindi

— con getto di malta o betoncino anti-ritiro, a seconda della distanza fra gli elementi affacciati;

— disponendo sul vecchio calcestruzzo uno strato di adesivo o malta epossidica ed eseguendo un getto di malta o calcestruzzo ordinario;

— con getto di malta o calcestruzzo epossidico, se la larghezza del giunto è molto ridotta.

In alternativa la cucitura può essere eseguita col sistema S.M.B., incollando alle strutture adiacenti profilati in acciaio e procedendo successivamente ad un semplice getto di riempimento.

Infine, un intervento relativamente semplice che può essere consigliato quando le prevedibili azioni di martellamento non siano elevate, consiste nell'attenuare gli effetti di queste ultime prevedendo solo un modesto allargamento del giunto, variabile in funzione dell'altezza (5-10 cm), la regolarizzazione delle superfici affacciate con malte epossidiche e l'interposizione fra le stesse di cuscinetti elastici, realizzati con lastre in neoprene armato di spessore proporzionato alla nuova larghezza.

(continua)

# La riparazione degli edifici danneggiati ed il rafforzamento delle strutture in cemento armato e in acciaio

Comunicazione del Prof. Ing. Michele Mele (\*)

PARTE II (\*\*)

## 2.2. Risultati sperimentali

### 2.2.1. Pilastri e travi

#### A) TECNICHE TRADIZIONALI

Mentre le ricerche condotte negli anni passati, soprattutto a partire dal 1965, sulle strutture in c.a. normale soggette a carichi ciclici hanno dato informazioni sufficienti per poter condurre un calcolo dinamico delle stesse, non altrettanto può dirsi per gli elementi strutturali riparati, per i quali le conoscenze sono ancora incomplete.

Solo da qualche anno a questa parte, infatti, si sta inquadrando in tutta la sua importanza il problema della riparazione e del rafforzamento antisismico, con le sue inferenze tecniche, economico-sociali, psicologiche, etc. Non desta meraviglia, quindi, se solo da quattro anni o poco più ha preso avvio una ricerca sperimentale in questo campo e se lo stato attuale di quest'ultima non è del tutto soddisfacente, sia per la penuria di risultati che per certe carenze d'impostazione.

Nei punti successivi si cercherà di riassumere e discutere i risultati finora conseguiti, ordinandoli ancora con riferimento agli elementi strutturali ed alle tecniche d'intervento impiegate. Nel caso dei materiali speciali, in particolare delle resine, la particolare scarsità di lavori specifici sul comportamento in presenza di azioni sismiche ha suggerito di dare un rapido cenno alle più significative ricerche di base condotte negli ultimi anni sull'impiego strutturale di detti materiali, al fine di meglio metterne in luce l'idoneità e le potenziali possibilità.

Nel campo delle tecniche di consolidamento tradizionali un interessante lavoro è stato svolto da Gulkan su pilastri e travi restaurati con l'esecuzione di una camicia in c.a. ordinario di ragguardevoli dimensioni (fig. 47) estesa a tutta la lunghezza dell'elemento, avendo cura di saldare le armature di rinforzo a quelle preesistenti in corrispondenza del nodo per salvaguardarle dall'instabilità.

Le prove, in queste come nelle altre analoghe esperienze cui successivamente si farà cenno, sono state condotte sugli elementi integri fino al danneggiamento e poi su quelli

(\*) Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Facoltà di Architettura - Università di Roma.

(\*\*) La prima parte è stata pubblicata nel Notiziario AICAP n. 5, Maggio 1978, pagg. 3-17.

riparati con lo stesso diagramma di carico ciclico. I risultati hanno dimostrato che le strutture riparate hanno praticamente la stessa resistenza, duttilità e capacità d'assorbimento d'energia di quelle originarie; il che, invero, non sorprende affatto non appena si noti che il consolidamento è consistito nel realizzare strutture scatolari continue aventi da sole caratteristiche pari a quelle degli elementi dissestati. Interessante è rilevare il comportamento molto migliore dei nodi trave-colonna caratterizzati dalla presenza di travi normali al piano del telaio, poiché tale presenza costituisce un notevole ostacolo alla fessurazione del calcestruzzo nell'area del nodo.

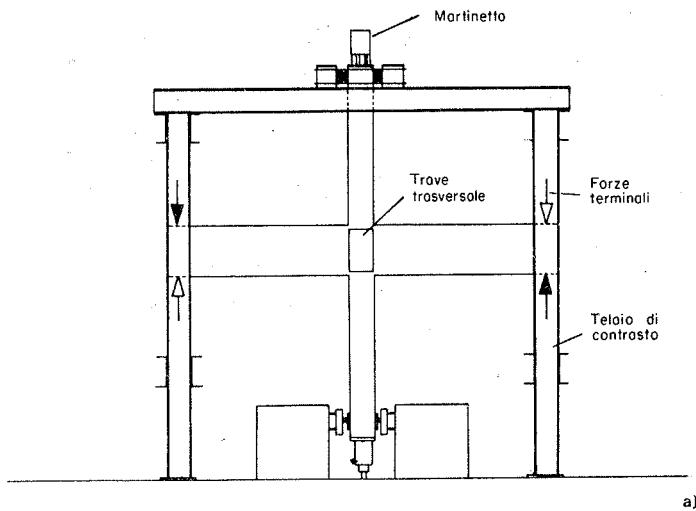
I nodi trave-colonna riparati con staffe esterne leggermente pretese (fig. 48) sono stati recentemente studiati da Tassios, Plainis e Vassiliou, con buoni risultati per quanto riguarda rigidità e duttilità. La resistenza ultima si è invece sempre rivelata inferiore di circa il 10% a quella dell'elemento integro e ciò conferma che l'idoneità del sistema è limitata ai casi delle riparazioni più modeste.

#### B) TECNICHE FONDATE SULL'IMPIEGO DI MATERIALI SPECIALI

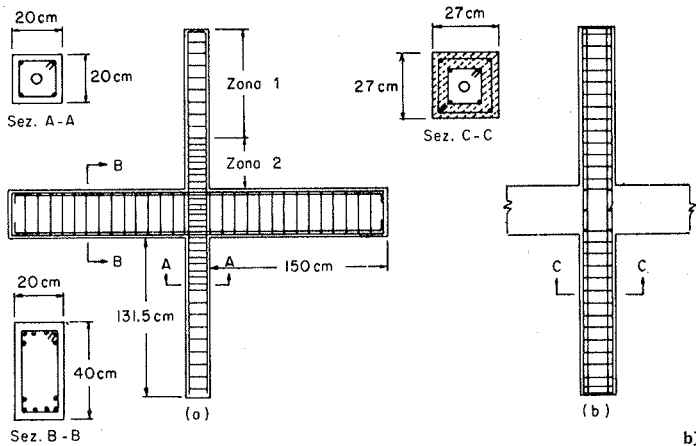
Sulle esperienze di base volte ad accertare le caratteristiche delle malte e betoncini cementizi antiritiro per gli impieghi strutturali non sembra necessario soffermarsi oltre i cenni che già nel precedente paragrafo si sono dati sulle loro caratteristiche di resistenza, antiritiro e reoplastiche; si tratta, infatti, dei materiali che fra quelli speciali sono i più vicini a quelli tradizionali. Si ricorderanno solo le prove condotte da Albi Marini e D'Apuzzo, con le quali è stata dimostrata la possibilità di realizzare con malta espansiva efficaci solidarizzazioni fra elementi strutturali inizialmente indipendenti. Le prove, condotte su travi a T, sono state però limitate al campo statico: i carichi limite sono risultati sempre superiori a quelli teorici e il giunto non ha mai rivelato distacchi di malta e sfaldamento delle armature.

Qualche parola in più riteniamo invece sia il caso di spendere per i materiali a base di resine.

Il comportamento a breve termine degli incollaggi strutturali realizzati con adesivi e malte di resine sono stati oggetto di numerosi studi a partire dal 1960, ma, come già si è detto, le indicazioni che da esse derivano da sole non sono sufficienti ai fini delle applicazioni nel campo



a)



b)

47 - a) Schema dell'apparecchiatura di prova; b) Particolari dei modelli.

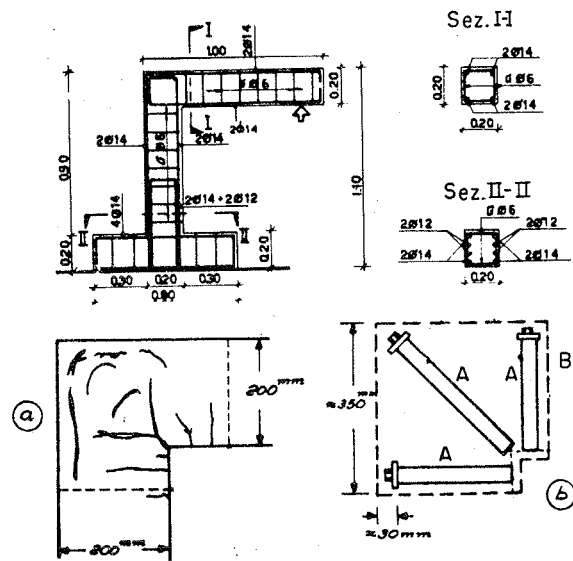
dell'ingegneria civile, per le quali molto più interessante è conoscere la performance di tali materiali nel tempo.

Sulla resistenza all'invecchiamento e sul comportamento a sollecitazioni continue, notevole è il contributo portato dal lavoro svolto da Gotze e Poschet presso il Sddeutesches Kunststoff-Zentrum di Würzburg.

Le prove hanno messo in luce definitivamente la superiorità, nel campo in esame, delle resine epossidiche e, in particolare, di quelle ad indurente amminico. Tutto ciò risulta evidente dall'esame delle figure 49, 50, 51, 52, 53, 54, in cui sono posti a confronto i risultati ottenuti per due resine epossidiche (EP1 ed EP2) con indurente amminico nei rapporti 100:6 e 100:14, una resina epossidica con indurente ammidico (EP3) ed una poliestere (UP4).

Sull'aderenza degli adesivi e malte di resine nelle giunzioni fra acciaio e calcestruzzo gettato in sito sono state condotte alcune serie di fondamentali esperienze che citiamo di seguito:

— prove New York, eseguite all'inizio degli anni '60, presso il « Reusseler Polytechnic Institute »;



48 - Riparazione dei giunti d'angolo (tipo I). A) Staffe a collare; B) Malta di ricoprimento.

- prove Arizona, eseguite da Krieg e la sua equipe di ricercatori presso l'Università di Arizona;
- prove Liegi, condotte dai ricercatori della SERCOM;
- prove ICOM, eseguite per conto dell'Istituto svizzero della costruzione metallica;
- prove UTI, eseguite da L'Hermite e Bresson.

I giunti sono stati realizzati con adesivi, tranne che nelle prove ICOM, nelle quali è stata impiegata la tecnica degli inerti incollati con malta; i modelli impiegati sono travi inflesse composte di acciaio e calcestruzzo, eccezione fatta per le esperienze UTI, condotte su elementi in sistema S.M.B. (fig. 55) soggetti a taglio puro. Il comportamento del giunto si è rivelato sempre molto rigido e la rottura si è avuta per valori delle tensioni tangenziali massime superiori a  $60 \text{ kg/cm}^2$ ; le curve che forniscono le massime  $\tau$  sotto i punti di applicazione dei carichi in funzione dello scorrimento locale sono comprese infatti nella zona tratteggiata di figura 56.

Fig. 49

RESISTENZA A TRAZIONE DOPO INVECCHIAMENTO ( $\text{kp/cm}^2$ )

Resina	Tempo	Prima dell'invecchiamento	Dopo l'invecchiamento			
			1	2	3	4
EP 1	3 settimane	500	740	420	510	480
	3 mesi	550	730	450	490	440
EP 2	3 settimane	840	780	400	620	520
	3 mesi	830	640	440	500	430
EP 3	3 settimane	360	570	290	480	380
	3 mesi	490	540	290	460	350
UP 4	3 settimane	360	390	200	400	200
	3 mesi	360	390	190	390	190

- 1 calore secco
- 2 calore umido
- 3 temperatura alternata
- 4 deposito in acqua

RESISTENZA FLESSIONALE DOPO INVECCHIAMENTO  
(kp/cm<sup>2</sup>)

Resina	Tempo	Prima dell'invecchiamento	Dopo l'invecchiamento			
			1	2	3	4
EP 1	3 settimane	160	240	140	200	120
	3 mesi	140	210	110	90	130
EP 2	3 settimane	290	240	110	280	230
	3 mesi	270	290	130	380	120
EP 3	3 settimane	320	330	120	300	170
	3 mesi	330	330	140	280	170
UP 4	3 settimane	150	100	50	120	60
	3 mesi	130	90	40	100	40

- 1 calore secco
- 2 calore umido
- 3 temperatura alternata
- 4 deposito in acqua

Fig. 50

MODULO DI ELASTICITA' DOPO TRE MESI DI INVECCHIAMENTO (\*)

Resina	Prima dell'invecchiamento	Dopo l'invecchiamento			
		1	2	3	4
EP 1	52.000	58.000	50.000	57.000	54.000
EP 2	55.000	53.000	34.000	51.000	42.000
EP 3	16.000	25.000	9.000	17.000	4.000
UP 4	13.000	14.000	5.000	14.000	7.000

- 1 calore secco
- 2 calore umido
- 3 temperatura alternata
- 4 deposito in acqua

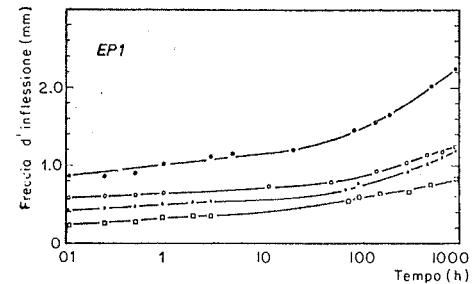
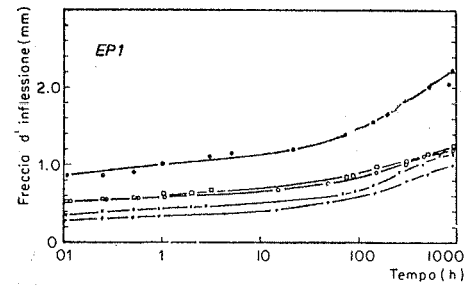
(\*) valori in (kp/cm<sup>2</sup>)

Fig. 51

Il comportamento di travi in sistema R.C.B. in fase elastica ed ultra, sotto carichi statici e dinamici, quello a fatica e sotto carichi di lunga durata, sono stati l'oggetto di studio di un ciclo di prove condotte presso l'EMPA di Dübendorf (Svizzera) su una serie di sette travi delle quali una (n. 7) monolitica in c.a. e le altre (n. 1 ... 6) costituite da due pezzi in c.a. longitudinalmente incollati con uno strato di adesivo epossidico di 1 mm di spessore per il quale sono stati previsti due diversi gradi di reattività, corrispondenti a formulazioni idonee per impieghi estivi e invernali (fig. 57).

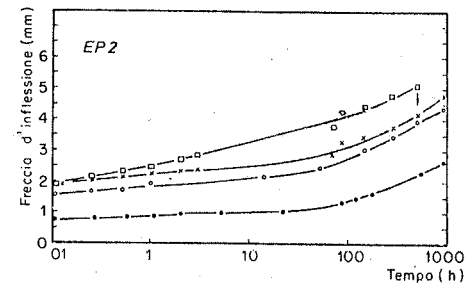
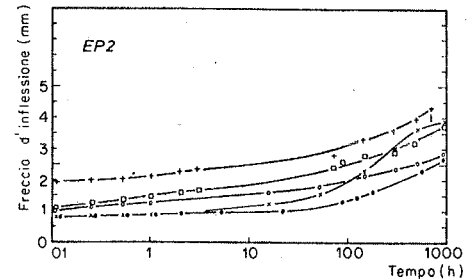
Le prove sotto carichi statici e dinamici hanno fornito risultati pressoché identici, sia per quanto riguarda il carico ultimo raggiunto che per le deformazioni, la rottura è avvenuta sempre per taglio, con una lesione inclinata che ha tagliato la linea di giunto. Le deformazioni visuose sulle travi composte sono risultate superiori di appena circa il 10% a quelle riscontrate per la trave monolitica di confronto. Anche agli effetti delle prove a fatica, sviluppate in 5 stadi (fig. 58), non si sono registrate apprezzabili differenze di comportamento.

Travi in c.a. rinforzate con sistema S.M.B. sono state oggetto di studi sperimentali da parte di L'Hermite e



52 - Prova di resistenza alla flessione nel tempo.

- a) ● senza invecchiamento
- tre settimane di invecchiamento termico
- tre mesi di invecchiamento termico
- × tre settimane di immagazzinaggio alternato
- + tre mesi di immagazzinaggio alternato
- b) ● senza invecchiamento
- tre settimane clima 40/90
- tre mesi clima 49/90
- × tre mesi immersione in acqua

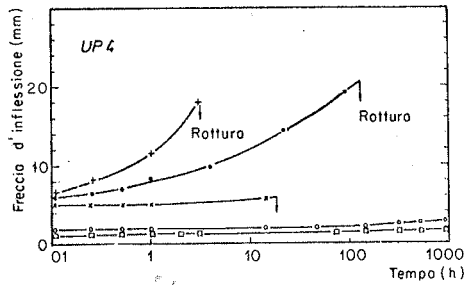
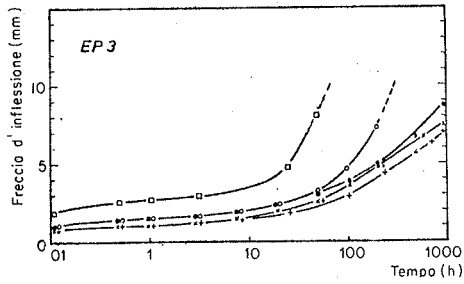


53 - Prova di resistenza alla flessione nel tempo.

- a) ● senza invecchiamento
- tre settimane di invecchiamento termico
- tre mesi di invecchiamento termico
- × tre settimane di immagazzinaggio alternato
- + tre mesi di immagazzinaggio alternato
- b) ● senza invecchiamento
- tre settimane clima 40/90
- tre mesi clima 40/90
- × tre mesi di immagazzinaggio alternato

Bresson (fig. 59), Irwin e del citato Laboratorio EMPA (fig. 60). Le conclusioni che da essi possono trarsi sono che, rispetto a travi di confronto in c.a., gli elementi così rinforzati presentano:





54 - Prova di resistenza alla flessione nel tempo.

- |  |  |
|--|--|
| a) ● senza invecchiamento                    | b) ● senza immagazzinaggio                   |
| ○ tre settimane di immagazzinaggio alternato | ○ tre settimane di invecchiamento termico    |
| □ tre mesi di immagazzinaggio alternato      | □ tre mesi di invecchiamento termico         |
| × tre settimane di invecchiamento termico    | × tre settimane di immagazzinaggio alternato |
| + tre mesi di invecchiamento termico         | + tre mesi di immagazzinaggio alternato      |

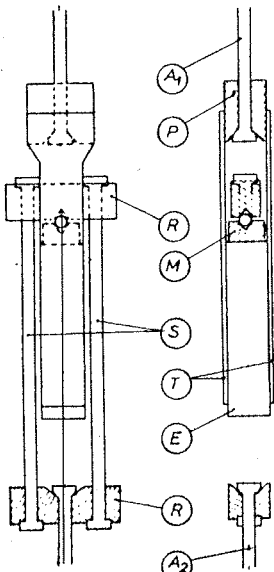


Fig. 55

— maggiore rigidità e comportamento più elastico (figg. 61, 62);

— resistenza considerevolmente superiore (anche dell'80%);

— rottura brusca, di tipo fragile, poiché vinta l'aderenza non possono svilupparsi quegli sforzi d'attrito fra armature e calcestruzzo che nel c.a. ordinario conferiscono una certa duttilità di comportamento alla struttura;

— comportamento analogo o addirittura migliore sotto carichi dinamici e a fatica;

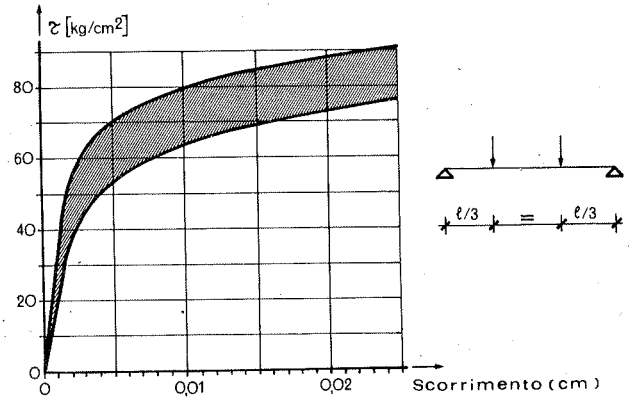
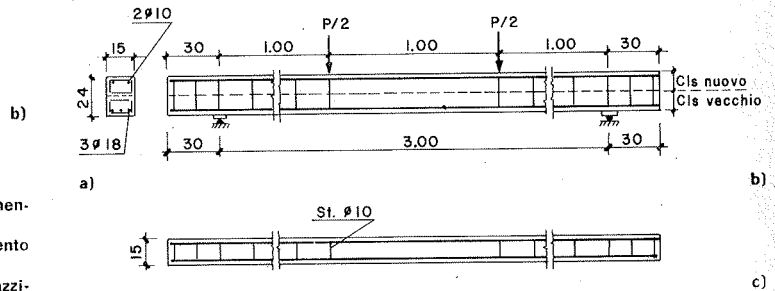


Fig. 56



57 - a) Sezione; b) Prospetto; c) Pianta.

— il sistema di fessurazione (fig. 63), soprattutto allorché sono previste armature a taglio pressoché continue, è meno esteso che nelle travi in c.a., presenta lesioni più ridotte per numero ed ampiezza e diviene appariscente solo in prossimità della rottura, per valori del carico pari al 70%-80% di quello ultimo; il che è dovuto alla più uniforme ripartizione delle tensioni tangenziali ed al fatto che l'apertura delle lesioni è fortemente ostacolata dalle armature esterne che fanno da cucitura;

— il collasso si produce immancabilmente nel calcestruzzo, spesso con la formazione di un cono di rottura da taglio e schegge coniche (fig. 64).

In particolare, per quanto riguarda il comportamento dinamico, cicli di carico compresi fra 0,8 e 1,2 del carico di servizio danno luogo a incrementi di frecce intorno all'80%, quindi dello stesso ordine di grandezza che per normali travi in c.a.. L'Hermite e Bresson hanno addirittura rilevato riduzioni di freccia dopo  $10^6$  cicli, il che può spiegarsi con un fenomeno di ulteriore polimerizzazione dell'adesione per effetto del calore sviluppato nei cicli d'isteresi.

Tornando alle prove sotto carichi ciclici di elementi strutturali in c.a. riparati con materiali speciali, il lavoro fatto fino ad oggi è, purtroppo, come già accennato, scarso e talvolta poco significativo.

Higashi, Okhubo e Fujimata hanno indagato sulle risposte ad azioni cicliche di pilastri rinforzati con pareti laterali gettate in sito (fig. 65a) (previo asporto del calcestruzzo sgretolato del pilastro e saldatura delle armature di collegamento a quelle esistenti) o prefabbricate (fig. 65b, c); in quest'ultimo caso il collegamento è stato previsto alternativamente con asporto del calcestruzzo dal pila-

Stadio	$M_u$ (Mpm) momento minimo	$M_o$ (Mpm) momento massimo	$P_u$ (Mp) * carico minimo	$P_o$ (Mp) * carico massimo	Numero di cicli
1	$0,6 M_{zul} \rightarrow M_p = 0,98$	$M_{zul} \rightarrow M_p = 1,64$	1,71	3,03	$3,1 \times 10^6$
2	$0,6 M_{zul} \rightarrow M_p = 0,98$	$1,5 M_{zul} \rightarrow M_p = 2,46$	1,71	4,67	$0,5 \times 10^6$
3	$0,6 M_{zul} \rightarrow M_p = 0,98$	$2,0 M_{zul} \rightarrow M_p = 3,28$	1,71	6,31	$0,5 \times 10^6$
4	$0,6 M_{zul} \rightarrow M_p = 0,98$	$2,5 M_{zul} \rightarrow M_p = 4,10$	1,71	7,95	$0,5 \times 10^6$
5	$0,6 M_{zul} \rightarrow M_p = 0,98$	$3,0 M_{zul} \rightarrow M_p = 4,92$	1,71	9,59	$0,5 \times 10^6$

\* + 0,05  $M_p$

Frequenza di prova: 4,3 Hz

Carichi massimi e frequenze

$P_u = \text{Costante} = 1,71 M_p$

Trave n.	1° stadio		2° stadio		3° stadio		4° stadio		5° stadio	
	$P_o$ $M_p$	LW $10^6$	$P_o$ $M_p$	LW $10^6$	$P_o$ $M_p$	LW $10^6$	$P_o$ $M_p$	LW $10^6$	$P_o$ $M_p$	LW $10^6$
5	3,03	3,1	4,67	0,5	6,31	0,5	7,95	0,03 **	—	—
1	—	—	4,67	0,5	6,31	0,5	7,95	0,007 **	—	—
4	3,03	3,1	4,67	0,5	6,31	0,5	7,95	0,5	9,59	$\infty$ 0 **
7	3,03	3,1	4,67	0,5	6,31	0,5	7,95	0,5	9,59	0,40 **

\*\* Break

$M_p$  = momento di progetto

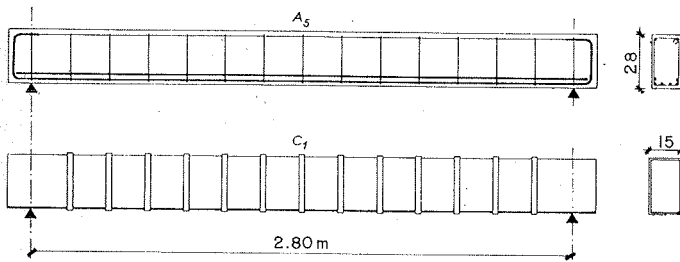


Fig. 59

stro, saldature di barre d'ancoraggio all'uomo previste negli elementi prefabbricati e getto di malta cementizia espansiva (fig. 65b), oppure mediante profilati a L metallici

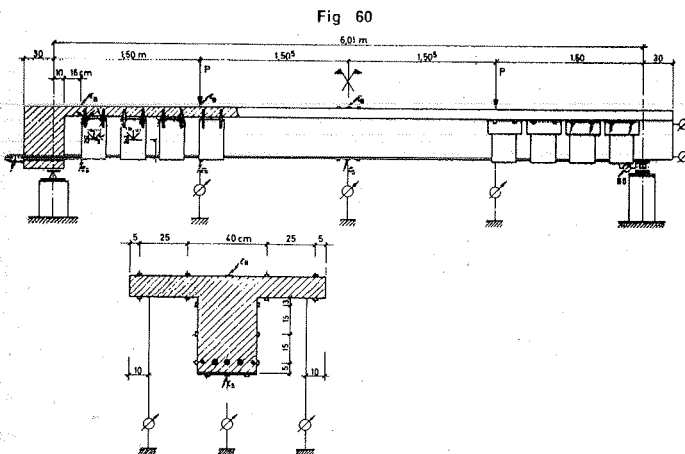
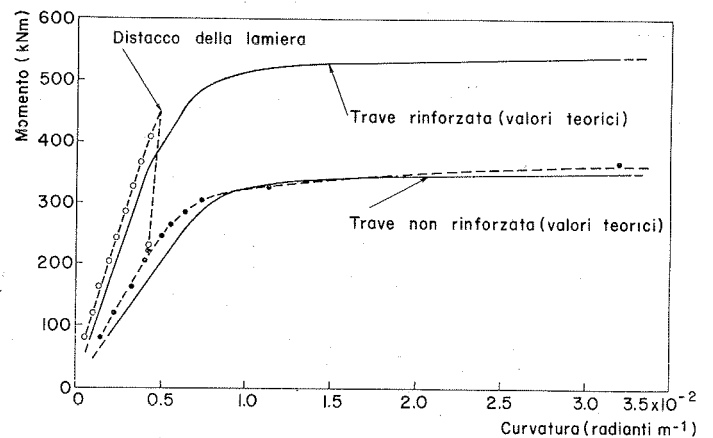


Fig. 60

Fig. 58



61 - ● valori sperimentali per la trave non rinforzata, misurati in mezzeria; □ valori sperimentali per la trave rinforzata, misurati in mezzeria.

ancorati agli elementi in c.a. con i sistemi di fig. 66, bullonati fra loro e riempiti con malta espansiva (fig. 65c).

I risultati sono stati nettamente migliori per i primi due tipi di intervento, con i quali sono notevolmente aumentate la rigidità e la resistenza (quest'ultima è pressoché raddoppiata) dell'elemento originario; il comportamento della struttura riparata è stato pressoché monolitico e la rottura si è avuta per sgretolamento del calcestruzzo prodotto dalla flessione alternata (fig. 67a). Il terzo sistema di rinforzo, molto semplice a mettersi in opera, ha dato invece risultati molto più modesti a causa del tipo di giunto, evidentemente incompleto e quindi insufficiente ad assicurare la perfetta solidarietà fra gli elementi accoppiati; infatti sia il

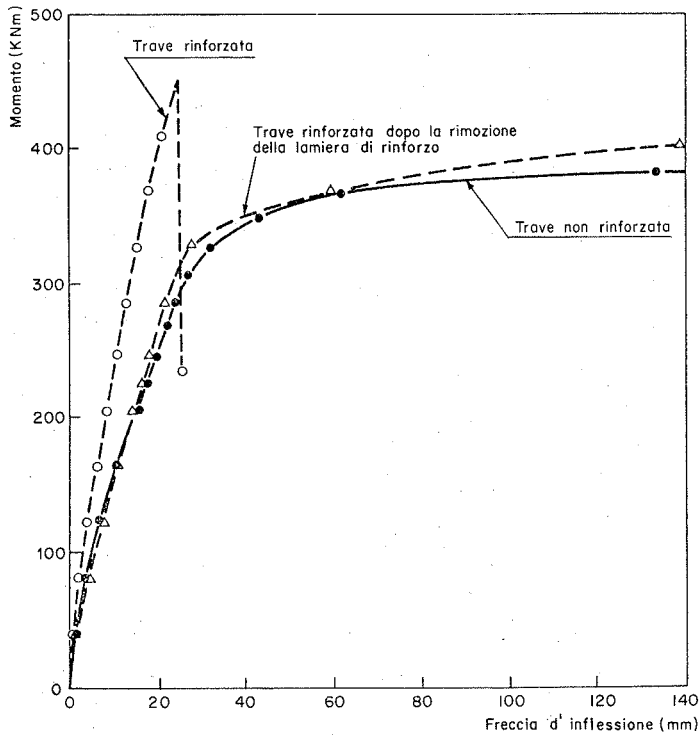


Fig. 62

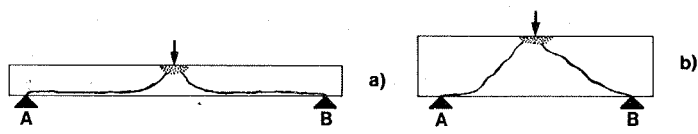
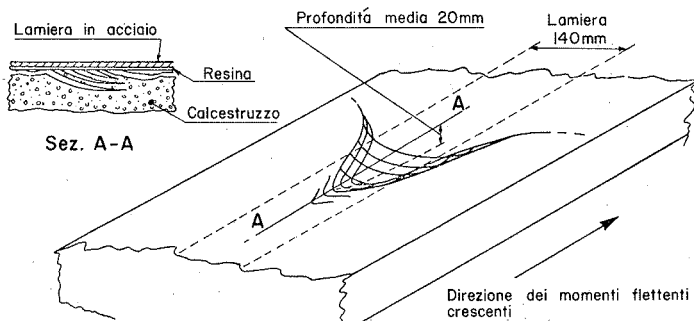


Fig. 63

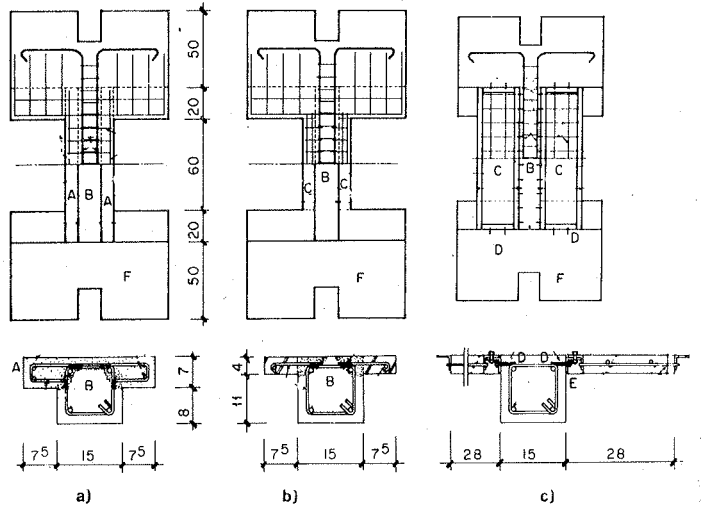


64 - Cono di rottura da taglio nel calcestruzzo.

tipo di giunzione scelta fra i profilati metallici che il riempimento con malta espansiva non sufficientemente contrastata hanno creato un vincolo mutuo quasi a cerniera e scarsamente resistente, come sembra confermato dal tipo di rottura manifestatosi (fig. 67b). I risultati migliori, a nostro avviso, si sarebbero ottenuti disponendo profilati a U e adottando il sistema S.M.B..

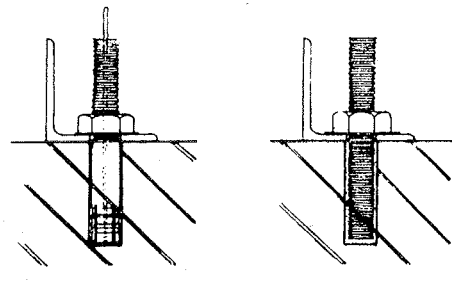
La semplice riparazione di nodi trave-colonna con materiali speciali è stata oggetto di studio da parte di Lee, Wight e Hanson.

Nel caso di elementi leggermente danneggiati il ripristino è stato effettuato con iniezioni di miscele epossidiche e le prove hanno dimostrato il pieno recupero di tutte le



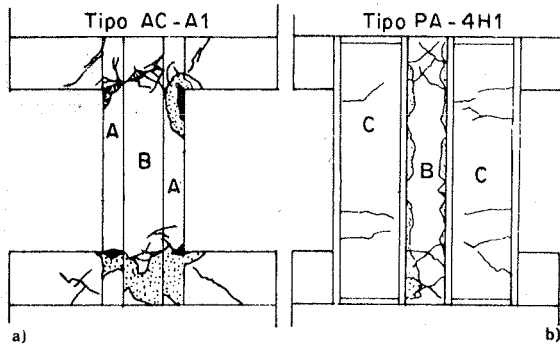
65 - a) Campione della serie CW, tipo AC-C1; b) Campione della serie CW, tipo PW-A2; c) Campione della serie CW, tipo PA-4H1. A) Paredi laterali aggiunte B) Pilastri esistenti; C) Paredi prefabbricate; D) Elementi di ancoraggio; E) Malta espansiva; F) Trave.

caratteristiche originarie; le nuove fessure si sono formate tutte nelle zone non riparate. Gli elementi fortemente dissestati sono stati invece restaurati asportando il calcestruzzo ammalorato ed applicando malte cementizie o epossidiche; le resistenze sperimentali rilevate sotto gli stessi cicli di carico che avevano provocato il danneggiamento si sono dimostrate alquanto superiori a quelle originarie, sia per l'elevata resistenza dei materiali impiegati nella riparazione, sia per l'incrudimento delle armature metalliche preesistenti.



66 - Elementi di ancoraggio in acciaio. a) Ancoraggio meccanico; b) Ancoraggio chimico.

Nodi trave-colonna riparati sostituendo malte epossidiche al calcestruzzo ammalorato sono stati studiati da Mc Cafferty e Moody: l'intervento ha dato buoni risultati in termini di rigidità, una resistenza ultima inferiore del 10% a quella originaria, rilevando però scarsissima duttilità; la rottura, infatti, si è prodotta, improvvisamente, nella zona della riparazione, con ampia fessurazione della malta epossidica e distacco di schegge. Questo comportamento fragile e la modesta capacità portante si spiegano però ampiamente con l'uso sostanzialmente scorretto che, nel caso in esame, si è fatto del materiale epossidico: vale a dire ricorrendo ad una malta che il tipo di rottura denuncia essere senz'altro di scarsa qualità, per giunta impiegata



67 - Schema delle lesioni. A) Pareti laterali aggiunte; B) Pilastri esistenti; C) Pareti laterali prefabbricate.

in grande quantità. Da tutto quanto si è detto in precedenza, invece, dovrebbe essere chiaro che il successo dell'impiego delle resine epossidiche, in termini di resistenza e duttilità, richiede che i materiali siano applicati in misura relativamente ridotta ma possiedano elevate qualità, come accade per l'appunto nei due sistemi R.C.B. e S.M.B. dianzi illustrati.

Un altro esempio non del tutto soddisfacente di riparazione di una trave con la tecnica S.M.B. è quella della trave studiata da Tassios, Plainis e Vassiliov: per l'elemento consolidato è stata soltanto ripristinata la resistenza ultima, mentre la rigidezza è considerevolmente diminuita. Ciò è però dovuto essenzialmente al fatto che si è adottata una armatura di rinforzo a flessione di lunghezza insufficiente.

### 2.2.2. Pareti

Un interessante studio teorico sull'influenza di diversi fattori quali

- la percentuale di sforzo assiale;
- la distribuzione e percentuale di armatura longitudinale;
- il grado di frettaggio del conglomerato;
- la forma della sezione trasversale;

sulla resistenza, rigidezza e duttilità di pareti di taglio snelle ( $H/L > 1$ ) è stato condotto da Salse e Fintel ed è in grado di fornire utili indicazioni circa i criteri da adottare nel rinforzo o nell'introduzione di questi elementi strutturali al fine di raggiungere la performance desiderata.

In particolare è opportuno rilevare esplicitamente il notevole incremento delle prestazioni che si ottengono con sezioni a I (vale a dire, in pratica, allorché le pareti sono comprese fra pilastri o sono parti di nuclei chiusi a sezione scatolare) e con una abbondante armatura trasversale del calcestruzzo.

Alcune esperienze sul restauro di pareti con tecniche tradizionali (sostituzione del calcestruzzo sgretolato con calcestruzzo fresco) sono state eseguite da Barda, Hanson e Corley su pareti tozze ( $H/L \leq 1$ ) ed hanno denunciato buoni livelli di capacità di assorbimento d'energia e resistenza non inferiore al 20% di quella originaria. Questa indagine ha consentito inoltre di trarre alcune indicazioni

sui livelli massimi di tensioni tangenziali  $\tau_b$  e  $\tau_a$  consentite nel calcestruzzo e nell'armatura metallica. Questi valori, non sempre coincidenti con quelli suggeriti dalle norme ACI, sono:

$$\tau_b = 8 \sqrt{\sigma'_{Rb}} - 2,5 \sqrt{\sigma'_{Rb}} \frac{H}{L}, \quad (26)$$

$$\tau_a = \rho \sigma_{sa}, \quad (< 6 \sqrt{\sigma'_{Rb}}) \quad (27)$$

essendo  $H/L$  il rapporto altezza-lunghezza della parete ( $\leq 1$ ),  $\sigma'_{Rb}$  la resistenza cilindrica a rottura del calcestruzzo,  $\sigma_{sa}$  quella di snervamento dell'acciaio e  $\rho$  la percentuale minore delle armature metalliche (trasversali o longitudinali), non inferiore in ogni caso a 0,0025.

Kahn e Hanson hanno invece condotto un'indagine sperimentale su pareti inserite in telai preesistenti realizzate con le tre seguenti tecniche:

— esecuzione di un setto in c.a. ordinario gettato in sito fino a circa 7,5 cm dalla trave superiore, completato con sigillatura in malta ordinaria e collegato al telaio mediante barre sigillate con malte epossidiche nei fori di alloggiamento (fig. 68b);

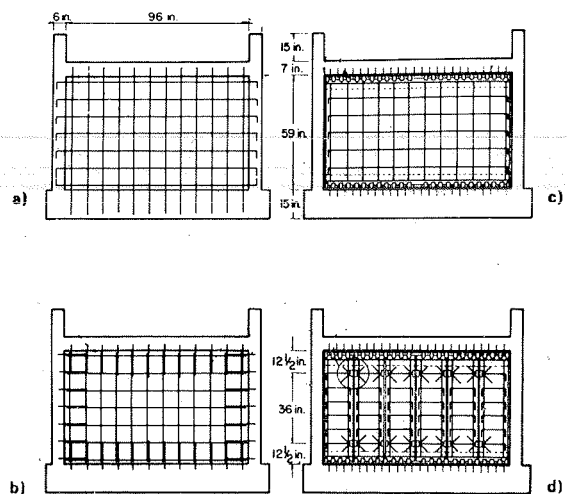
— un pannello prefabbricato di grandi dimensioni imbullonato alle travi con barre filettate sigillate con malte epossidiche e distante da ciascun pilastro di circa 1 cm (fig. 68c);

— sei pannelli prefabbricati imbullonati fra loro ed alle travi, distanziati dai pilastri come nel caso precedente (fig. 68d);

confrontando il loro comportamento con quello di una parete costruita monoliticamente insieme ai pilastri (fig. 68a).

La parete gettata in opera ha mostrato elevati valori di resistenza ma una rottura fragile; molto migliore in tal senso è stato il comportamento della parete prefabbricata in un unico pannello. I maggiori valori di duttilità e capacità di assorbimento d'energia si sono avuti, infine, per le pareti a pannelli multipli, accompagnati però da una certa riduzione di resistenza e di rigidezza a causa della presenza di giunti incompleti.

Fig. 68

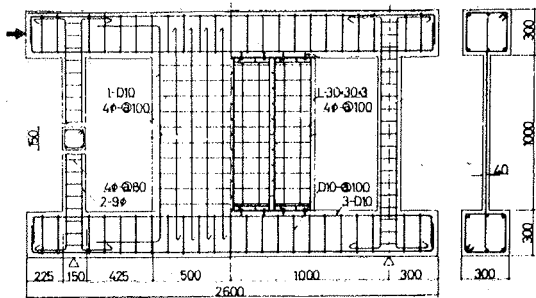


L'efficacia delle pareti a pannelli prefabbricati multipli è stata confermata da Higashi, Okhubo e Fujimata con prove eseguite su elementi a quattro pannelli (fig. 69), collegati alle travi e tra loro con le stesse tecniche adottate nel rinforzo dei pilastri con pareti laterali, illustrate in precedenza (figg. 65c, 66). La incompletezza dei giunti è però in tal caso molto meno determinante ai fini della resistenza che nel caso dei pilastri, poiché la formazione di cerniere lungo di essi è compensata dal comportamento reticolare che si sviluppa nel sistema così rinforzato (fig. 70).

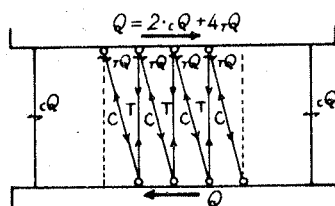
Uno studio sperimentale di pareti restaurate con adesivi e malte epossidiche è stato, infine, eseguito recentemente da Gyoten, Mizuhata e Fukusumi. La tecnica di riparazione, invero non molto raffinata, è consistita semplicemente nello scalpellare le lesioni con un martello, aprendole a V di circa 3 cm di larghezza e 1 ÷ 1,5 cm di profondità, pulendone accuratamente le superfici, applicando quindi uno strato di adesivo epossidico ed in ultimo procedendo alla sigillatura con malta epossidica. Nonostante ciò i risultati dell'esperienza hanno denunciato il pieno ripristino della resistenza originaria, valori di rigidità, duttilità e capacità di assorbimento di energia praticamente uguali a quelli della struttura di partenza.

### 2.3. Alcuni esempi di riparazione e rinforzo strutturale

A naturale completamento di questo lavoro sembra op-



69 - Modello della serie PCW.



70 - Traliccio ideale per i modelli della serie PCW.

portuno illustrare sinteticamente alcuni progetti di riparazione e rinforzo di edifici in c.a. danneggiati dal terremoto del Friuli del maggio 1976. Il patrimonio edilizio distrutto o compromesso da questo sisma era, come noto, costituito soprattutto da costruzioni in muratura di pietra o mattoni; i casi che in seguito presenteremo perciò, anche se in numero modesto, sono abbastanza rappresentativi per

le strutture in c.a. e per di più sono fra i primi per i quali sia stato predisposto un piano d'intervento.

#### A) OSPEDALE DI GEMONA

Si tratta di un grosso edificio che all'epoca del terremoto era ancora in fase di costruzione, mancando però al completamento solo le opere di finitura interna (fig. 71), composto da un corpo principale a 10 piani affiancato da alcuni padiglioni laterali ad un sol piano; la pianta schematica dell'edificio e una indicazione qualitativa dei principali spostamenti subiti dai diversi corpi di fabbrica dopo le scosse di maggio sono riportate in figura 72.

La struttura portante è costituita da telai in c.a., con fondazioni continue a travi parete poggiate su una formazione alluvionale costituita da ghiaie grosse con sabbia e ciotoli; i giunti sono del tipo a doppio pilastro o Gerber, interessano solo la struttura in elevazione e sono sismicamente inadeguati.

Il terremoto ha prodotto i danni più rilevanti nel corpo G, portandolo in una situazione al limite del collasso e consigliandone la demolizione.

Danni molto gravi si sono verificati anche nel corpo A, con spostamenti degli spigoli dell'ordine di 15 cm dopo il 6 maggio e di 30 cm dopo il 15 settembre (fig. 73) e conseguente apertura del giunto G<sub>1</sub> (fig. 74). Questi notevoli spostamenti sono stati la conseguenza di un violento

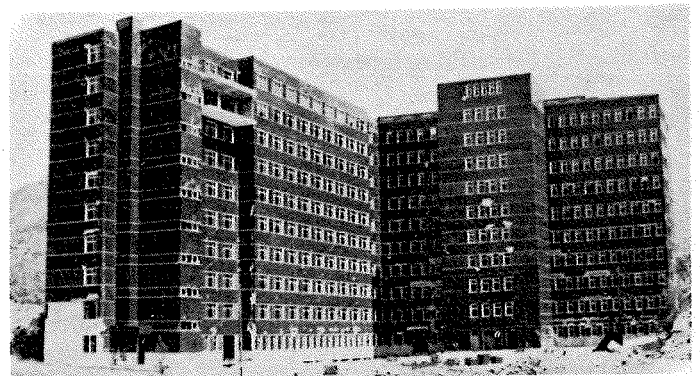


Fig. 71

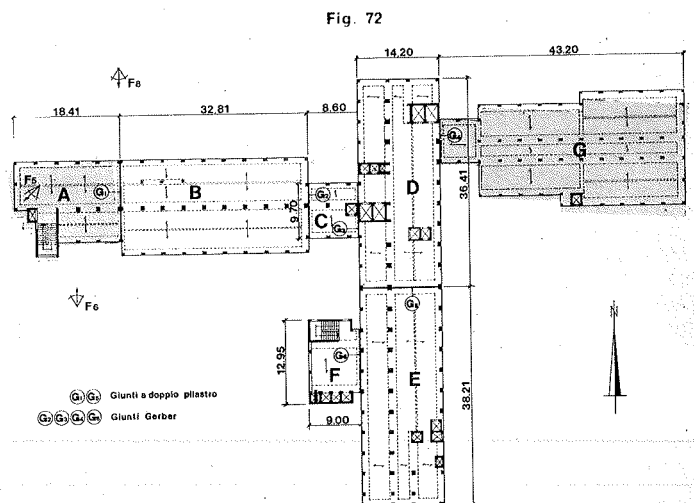


Fig. 72

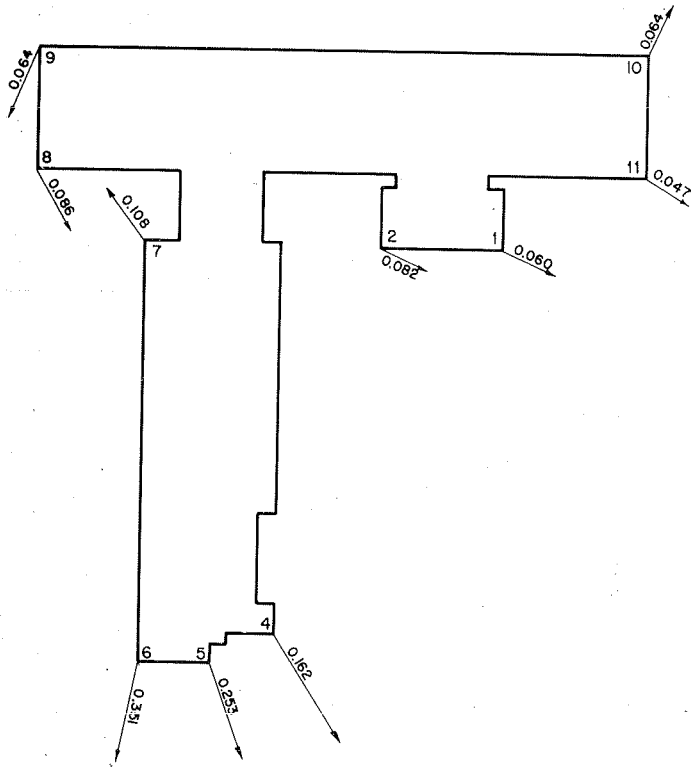


Fig. 73

sono stati completamente sgretolati, con schiacciamento del calcestruzzo, svergolamento delle armature longitudinali ed apertura delle staffe; in particolare, il pilastro d'angolo sullo spigolo NO, originariamente alto 80 cm, ha subito un accorciamento di circa 25 cm (figg. 75, 76)! Si sono avuti, inoltre, pericolosi distacchi delle travi dai travetti di solaio prefabbricati.

Gli altri corpi di fabbrica, invece, hanno subito conseguenze decisamente più modeste (dissesti locali di travi o pilastri, lievi aperture dei giunti, etc.).

Il piano di intervento suggerito da una speciale Commissione tecnica incaricata di verificare il grado di recuperabilità delle strutture ha previsto anzitutto la demolizione del corpo A, ormai in condizioni statiche estremamente precarie. Per le altre strutture si è articolato come di seguito.

#### Corpo B

— Esecuzione di pareti di taglio in c.a. fra i pilastri preesistenti, opportunamente collegate sia a questi ultimi che alle travi di piano.

— Irrigidimento del sistema travi-solaio mediante precompressione nel piano orizzontale da eseguirsi con tiranti a diagonali incrociate o mercè la realizzazione di lastre armate di piccolo spessore, disposte su fasce di solaio parallele alle travi perimetrali o di spina. Ciò anche al fine di



Fig. 74

martellamento fra i corpi A e B che ha provocato una sensibile rotazione del corpo A intorno al vano scale e ascensore disposto eccentricamente. I pilastri più lontani



Fig. 75

assicurare la continuità fra i travetti prefabbricati e le travi gettate in opera.

— Costruzione di un nuovo vano scale e ascensore a



Fig. 76

struttura deformabile (metallica), in sostituzione di quello demolito col corpo A.

#### Corpo C

— Eliminazione del giunto  $G_3$ , da realizzarsi mediante sigillatura con malta antiritiro e cucitura delle strutture prospicienti.

— Adeguamento del giunto  $G_2$  alle norme antisismiche, trasformandolo in giunto a pettine, previa riduzione della luce fra i filari di pilastri prospicienti mediante l'insierimento di un telaio metallico.

— Irrigidimento dei solai come per il corpo B.

#### Corpi D ed E

— Esecuzione di pareti di taglio in c.a. fra i pilastri preesistenti.

— Solidarizzazione delle strutture lungo il giunto  $G_5$ .

— Irrigidimento dei solai come per i precedenti corpi di fabbrica.

— Ripristino di dissesti locali, in particolare di alcuni nodi trave-pilastro.

#### Corpo F

— Adeguamento del giunto  $G_4$  alle norme antisismiche con trasformazione in giunto a pettine.

— Irrigidimento dei solai come nei casi precedenti.

La Commissione, infine, ha ritenuto però che anche un massiccio piano di rafforzamento difficilmente possa risolvere taluni problemi specifici derivanti dalla non trascurabile altezza dell'edificio e connessi ai requisiti di funzionalità del tutto particolari che sono richiesti ad un ospedale nelle fasi di emergenza del dopo sisma. In relazione a ciò, pertanto, è stata consigliata una diversa destinazione dell'edificio (abitazioni, uffici o centro commerciale).

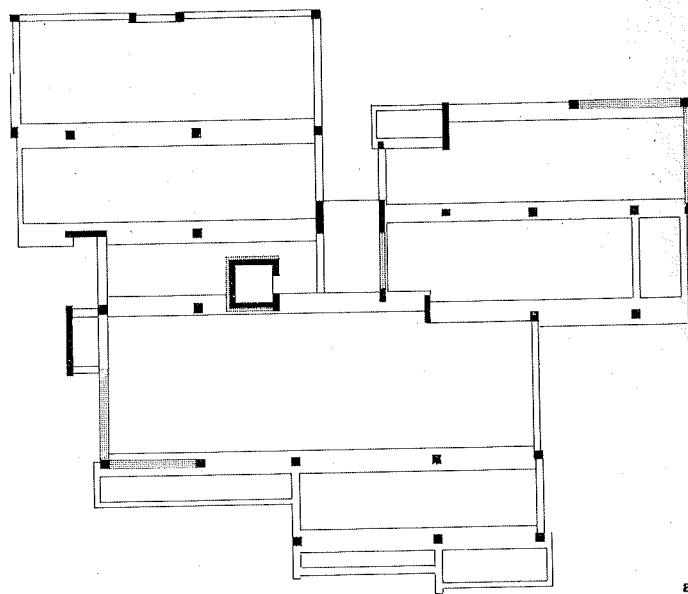
#### B) CONDOMINI « AURORA » - MATANO

Sono due edifici di analoghe caratteristiche composti da un piano terra porticato e da tre piani superiori adibiti a civili abitazioni, serviti da un unico vano scale e ascensore.

Le strutture portanti sono costituite da telai in cemento

armato con travi prevalentemente in spessore di solaio e dalle pareti di taglio del vano scale e ascensore.

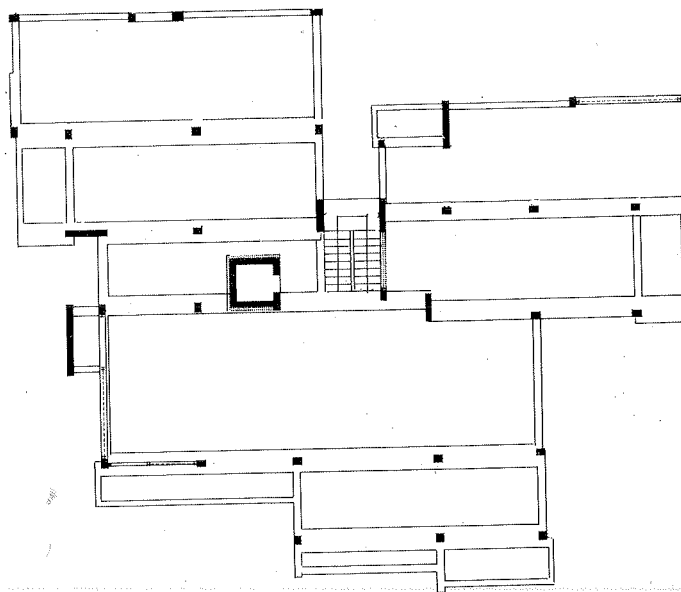
I danni provocati dal sisma si sono concentrati al piano terreno, dove, per la mancanza di pannelli murari di chiusura e di qualsiasi altro elemento non strutturale, il valore della rigidezza alla traslazione orizzontale risultava essere notevolmente inferiore a quello dei piani superiori. Inoltre la distribuzione sensibilmente dissimmetrica delle rigidzze degli elementi strutturali intorno al centro delle masse, ha comportato sicuramente l'insorgere di non tra-



pareti irrigidite in c.a.

a)

77-78 - Riparazioni strutturali ed adeguamento antisismico di edificio con struttura intelaiata in c.a. adibito ad abitazione. a) Strutture in elevazione piano terra; b) Strutture in elevazione piano tipo.



irrigidimenti metallici

b)

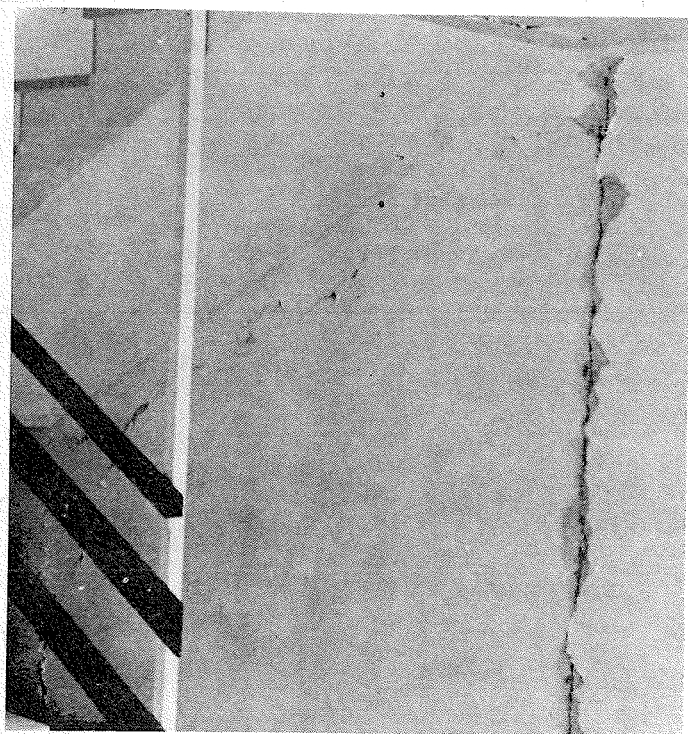


Fig. 79



Fig. 80

scurabili oscillazioni torsionali che si sono accompagnate a quelle flessionali esaltandone gli effetti (figg. 77, 78).

I dissesti più gravi si sono verificati nelle pareti del vano ascensore, tutte fortemente lesionate (fig. 79). Lesioni di minore entità presentano alcuni pilastri, mentre gli orizzontamenti sono lesionati solo in prossimità di una parete e parallelamente ad essa, a causa delle azioni di taglio cui il solaio è andato soggetto poiché vincolato a strutture verticali piuttosto ravvicinate e con valori di rigidità notevolmente diversi fra loro (fig. 80). Nei piani superiori, come già detto, i dissesti sono stati di lieve entità ed hanno interessato unicamente elementi non strutturali.

Il rafforzamento antisismico è stato realizzato inserendo al piano terreno, fra pilastri già esistenti, una serie di pareti in c.a., rese solidali da opportune armature in grado di assorbire le forze taglianti agenti fra vecchie e nuove strutture (figg. 77, 81); la loro disposizione perimetrale rende più efficiente il comportamento sotto le inevitabili azioni torsionali provocate a causa della dissimmetria in pianta della struttura. Alcune di queste pareti di taglio sono state prolungate anche ai piani superiori (fig. 78), realizzandole però in struttura metallica, assicurando in tal modo un efficace controventamento globale dell'edificio con elementi che hanno un andamento dei valori di rigidità lungo l'altezza decrescente come quello delle masse. Lo schema strutturale di queste pareti è reticolare oppure a telaio con elementi reticolari, laddove reso necessario dalla presenza di aperture; particolare cura è stata posta nel collegare tali setti alle strutture di contorno in c.a. (fig. 82, 83). La struttura del vano ascensore è stata ripristinata e rinforzata, infine, mediante l'esecuzione di lastre in c.a. unicamente sulle pareti esterne.

### C) CONDOMINIO « AL PARCO » - TARCENTO

Si tratta di un fabbricato con caratteristiche strutturali e distributive molto simili a quelle dei due edifici presentati al precedente punto B, sui quali il sisma ha agito provocando danni sostanzialmente dello stesso tipo.

L'intervento, oltre che nelle consuete riparazioni di danni localmente verificatisi, è consistito nella realizzazione di pareti di controvento fra i pilastri preesistenti, pre-

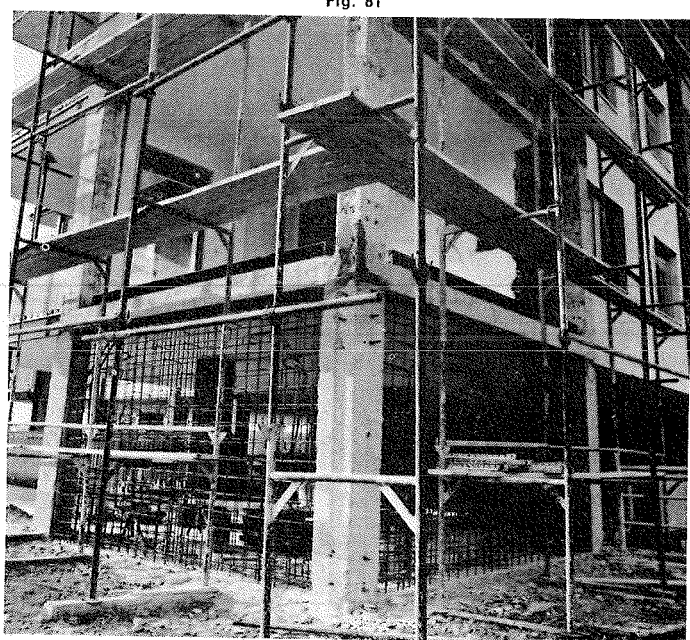


Fig. 81



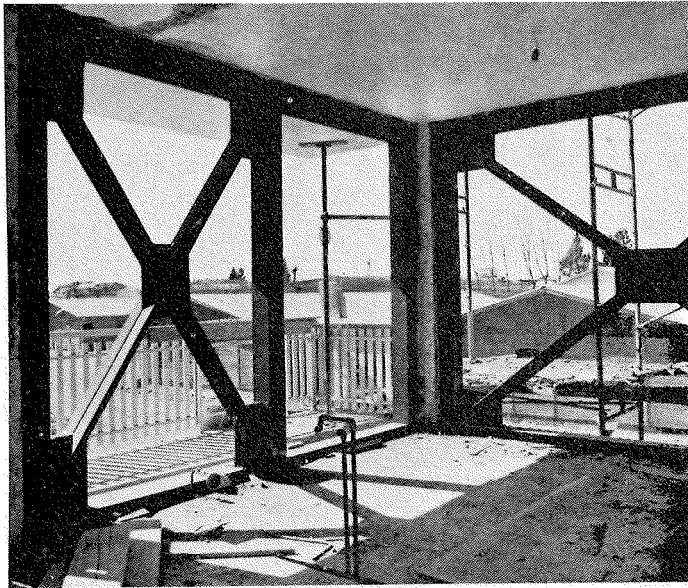


Fig. 82

viste questa volta però in cemento armato su tutta l'altezza dell'edificio (figg. 84, 85, 86).

#### D) CONDOMINIO « FRIULI » - MAIANO

L'edificio venne fortemente danneggiato dal terremoto del 6 maggio e crollò dopo le ulteriori violente scosse del settembre. Nel frattempo era stato predisposto un progetto di riparazione e rafforzamento, di seguito illustrato, che se tempestivamente attuato (ma è il senno di poi!) avrebbe certamente salvato la costruzione.

Il fabbricato aveva una pianta a raggiera (fig. 87) ed era composto da un piano scantinato, un piano negozi, quattro piani tipo ed un attico. Al piano scantinato era stato realizzato un muro di sostegno perimetrale dal quale spiccavano i pilastri esterni dell'edificio. Il piano negozi

Fig. 83



era quasi totalmente privo di tamponamenti esterni, sostituiti da grandi vetrate.

I danni più gravi inferti dal sisma si sono avuti quindi proprio al piano terreno, con fenomeni di schiacciamento dei pilastri alla base ed in sommità (figg. 88, 89) e pareti del vano scale quasi in situazione di collasso (sgretolamento del calcestruzzo, lesioni a X, grandi deformazioni). Lievi furono invece i dissesti provocati nei solai e, in genere, ai piani superiori, a conferma dell'efficacia irrigidente anche delle murature non portanti.

L'intervento progettato, non privo di interesse, prevedeva il rinforzo del muro di sostegno al piano scantinato, la riparazione e l'incremento di capacità portante dei pilastri e l'introduzione di pareti di taglio.

Del muro di sostegno perimetrale venne previsto il rinforzo mediante l'esecuzione di una parete in c.a. (fig. 90).

Il restauro statico dei pilastri, lesionati fu previsto invece con l'applicazione di profilati d'acciaio in aderenza alle pareti, idonei capitelli, anch'essi in acciaio, per riprendere il carico trasmesso dalle travi in sommità e getto di sigil-

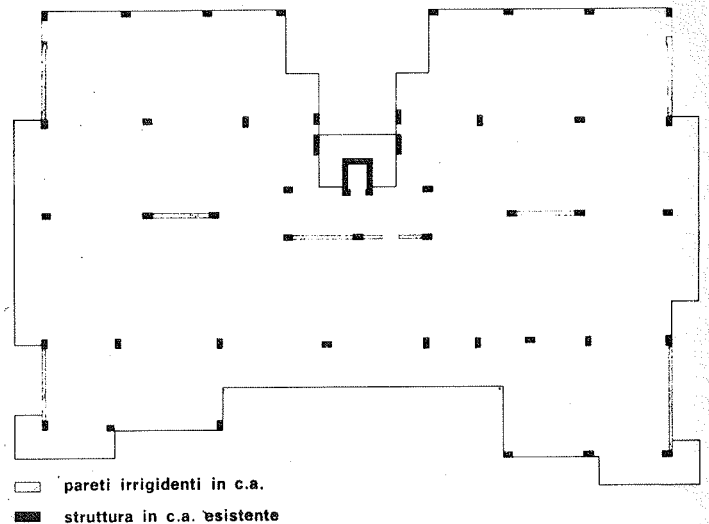


Fig. 84

latura alla base con malte antiritiro ad elevata resistenza (fig. 91).

Le pareti di controvento, infine, furono previste in numero decrescente dal piano terreno a quelli superiori e da realizzarsi in cemento armato precompresso verticalmente, dati gli elevati valori dei rapporti fra momenti flettenti e sforzi normali in esse agenti. Questi setti vennero tutti localizzati entro maglie dei telai preesistenti e ad esse solidarizzate con opportune armature di cucitura.

#### E) CONDOMINIO « DEL MAGLIO » - PORDENONE

L'esempio in argomento è interessante sia perché illustra l'applicazione di alcune semplici ed economiche tecniche d'intervento, già descritte nel paragrafo 2.1 ed a nostro avviso molto valide quando si operi in zone a basso grado di scuotibilità e comunque allorché il livello del rafforzamento antisismico non sia elevato, sia perché, essendo stato attuato con molta tempestività dopo il ter-

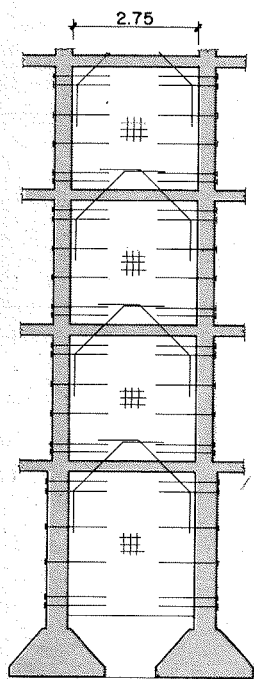


Fig. 85

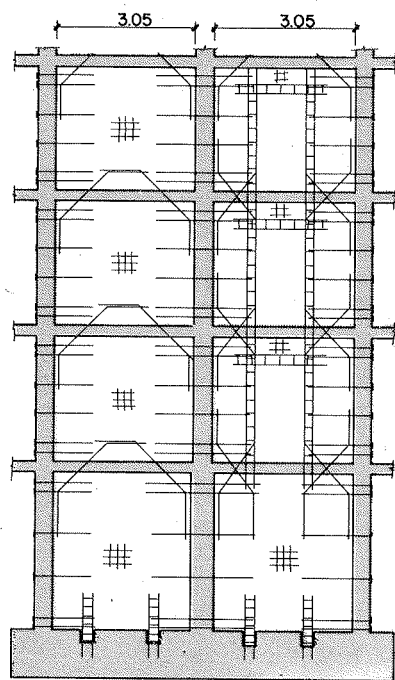


Fig. 86

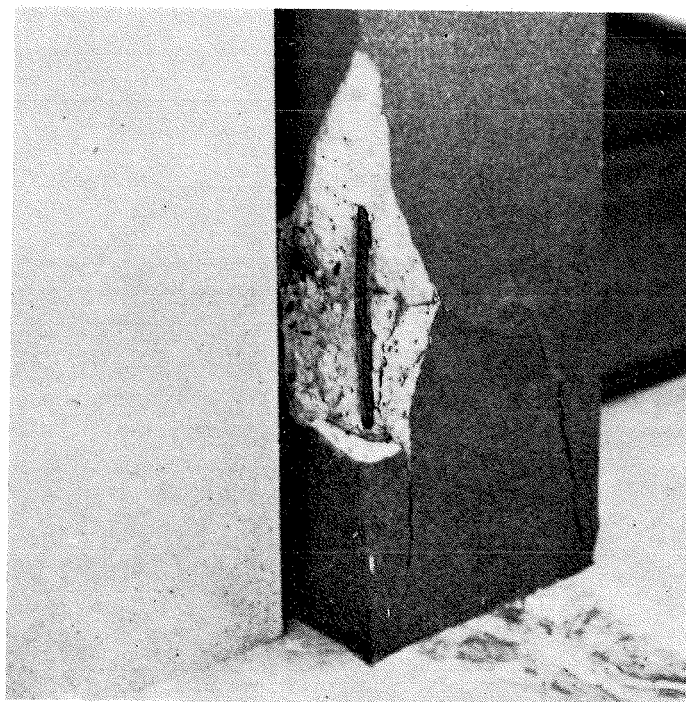


Fig. 88

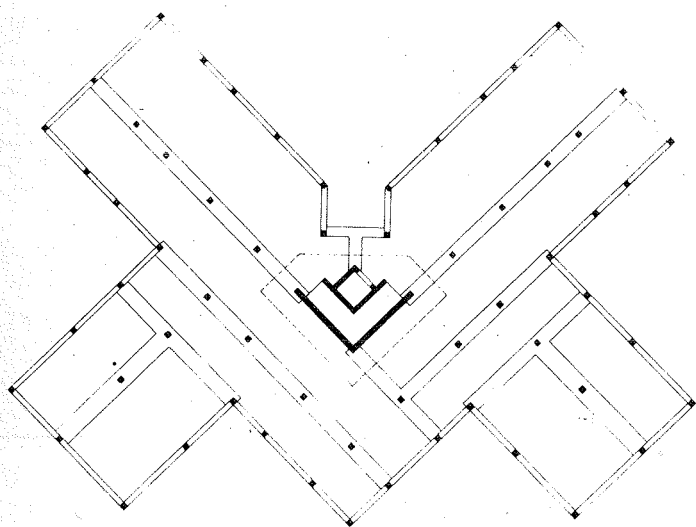


Fig. 87

remoto del maggio, se ne è potuta verificare l'efficacia alla luce degli effetti delle successive scosse del settembre.

Il complesso condominiale « del Maglio » è costituito da tre fabbricati di analoghe caratteristiche, opportunamente distanziati e sfalsati fra loro. Ciascun fabbricato è composto da quattro nuclei chiusi in c.a. destinati alle strutture di collegamento verticale, e da tre torri destinate ad accogliere le abitazioni e con struttura portante a telai in c.a., denominate A, B, C, aventi gradi di snellezza (intesi come rapporti fra altezza e minor dimensione in pianta) pari rispettivamente a 1,93, 2,58 e 1,72; fra i nuclei servizi e

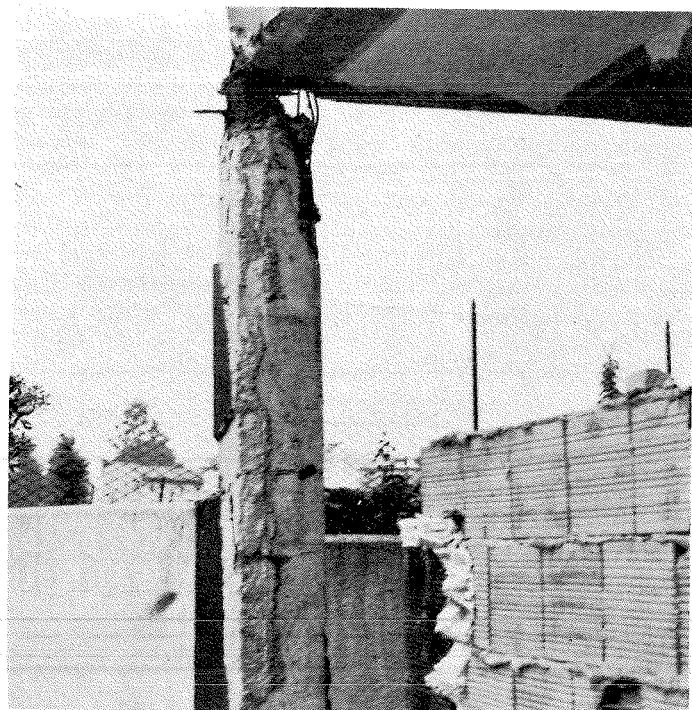
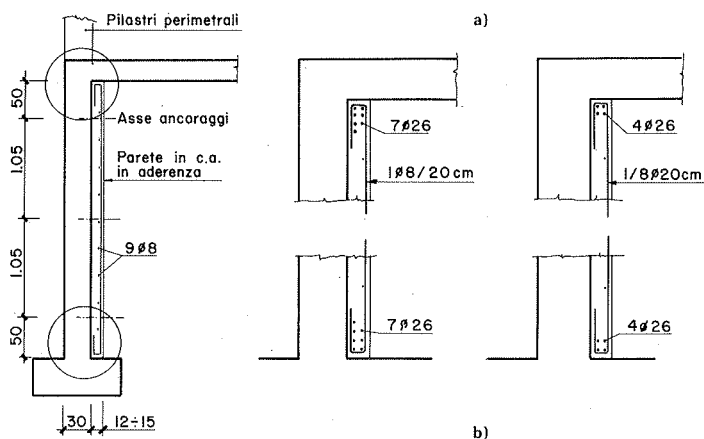


Fig. 89

le torri sono stati previsti tre giunti di dilatazione di larghezza pari a 2 cm (figg. 92, 93).

Gli effetti del sisma del maggio sono stati praticamente gli stessi in tutti e tre i fabbricati del complesso.

I danni maggiori sono stati riportati, com'era prevedibile, dalle torri più snelle (tipo B). In esse, infatti, si sono



90 - a) Particolare in sommità; b) Particolare alla base.

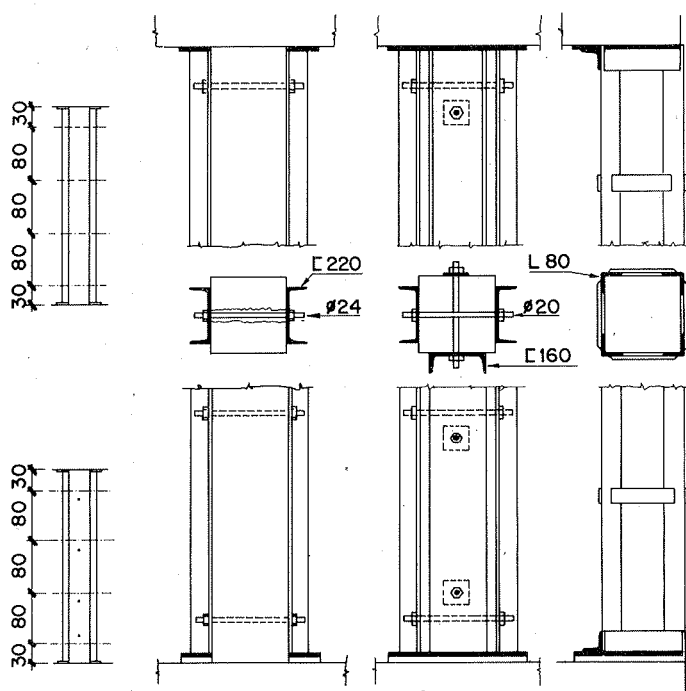


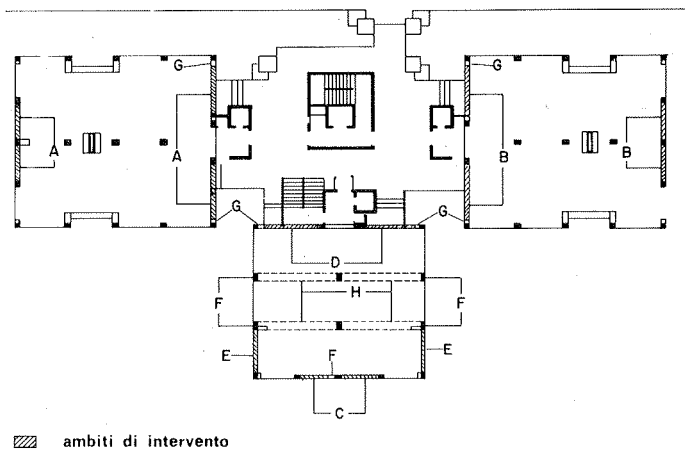
Fig. 91

lesionati alcuni pilastri perimetrali e sono state gravemente danneggiate le murature di tamponamento fino al terzo piano (fig. 94). Nelle torri A e C non si sono avuti dissesti nelle strutture portanti, mentre i muri di tamponamento sono stati danneggiati solo al primo piano. In corrispondenza dei giunti si è verificato un parziale sgretolamento delle superfici di calcestruzzo a contatto e, infine, si sono lesionate le passerelle di collegamento fra il vano scale centrale e i nuclei periferici (figg. 92, 93) in prossimità delle sezioni di attacco con i corpi da esse collegati. La meccanica di questi fenomeni è facilmente intuibile e non merita perciò particolare attenzione.

Il rafforzamento è stato ottenuto anzitutto prevedendo l'inserimento di alcune pareti di taglio estese fino al terzo piano nelle torri B e fino al primo nelle torri A e C (figg. 92, 93), realizzate in mattoni pieni meno che



Fig. 92



93 - Muratura di tamponamento in mattoni pieni. Bimattoni all'ultimo piano d'intervento. A) Solo al piano terra; B) piano terra e piano primo; C) Al piano terra ed in c.a. ai successivi; D) Dal piano terra al piano terzo; E) Dallo scantinato al piano terzo. Opere di rinforzo in c.a.; F) Sui pilastri; G) Sugli scarichi; H) Travi spessore sul primo solaio.

Fig. 94



all'ultimo piano, ove sono stati impiegati bimattoni; in tal modo si è garantita ad esse una rigidità variabile con una certa continuità e crescente verso le zone dove più decisiva è la sua importanza agli effetti della resistenza e deformabilità strutturale. In ogni caso si è assicurato il collegamento fra i setti in muratura ed i riquadri di contenimento in c.a. mediante riempimento con malta cementizia antiritiro. In presenza di aperture sono stati previsti rigidi telai di rinforzo in c.a. che riquadrano il vano e si collegano alle strutture di telaio preesistenti.

Nelle torri B, inoltre, è stata sensibilmente elevata la capacità portante dei pilastri perimetrali maggiormente sollecitati con la tecnica R.C.B.; intorno ad essi, sono state eseguite delle camicie in c.a. la cui collaborazione con le vecchie strutture è assicurata con incollaggio mediante leganti epossidici e spezzoni di tondino  $\varnothing 12$  fuoriuscenti dal pilastro e ad esso ancorati con malta epossidica (fig. 95). Il collegamento trasversale fra tali pilastri è stato reso più efficace realizzando alcune travi in spessore di solaio.

In corrispondenza dei giunti di dilatazione è stato semplicemente previsto un allargamento variabile fra 10 e 5 cm passando dai piani più alti a quelli più bassi, la regolarizzazione delle superfici affacciate con malte epossidiche e la interposizione di lastre in neoprene. In tal modo, non essendo consigliabile la cucitura dei corpi separati, si è evitata la costosa realizzazione di giunti tecnici, evitando gli effetti più gravi del martellamento che, nei casi di azioni sismiche non molto elevate, consistono soprattutto nello sgretolamento delle superfici a contatto.

Per le passerelle di collegamento è stato previsto unicamente il risarcimento delle lesioni.

Una conferma sperimentale della validità del tipo di intervento messo in opera è venuta dal terremoto di settembre. Le scosse relative, pressoché della stessa intensità di quelle del maggio, hanno lasciato sostanzialmente indenne una delle torri B, nella quale il rafforzamento era già stato ultimato. Nei fabbricati in cui i lavori erano ancora in corso si sono riprodotte, invece, situazioni di dissesto simili a quelle rilevate nel mese di maggio.

### 3. LE STRUTTURE IN ACCIAIO

A questa tipologia costruttiva non è necessario dedicare una trattazione specifica e l'argomento può perciò chiudersi molto brevemente.

L'unica raccomandazione che sembra il caso di sottolineare è che gli eventuali danni provocati dal terremoto vanno ricercati con attenzione, poiché non sono sempre evidenti come in altri sistemi costruttivi. Ciò in quanto, se è vero che le situazioni più gravi sono sempre chiaramente denunciate dagli effetti prodotti — quali instabilità di membrature, deformazioni di elementi di giunzione, etc. — è anche possibile che in alcuni casi il sisma possa produrre solo stati di coazione interna che non danno luogo a manifestazioni appariscenti; è consigliabile perciò, quando si abbia a sospettare di tali eventualità, effettuare una attenta verifica dello stato tensionale effettivamente presente nella struttura prima di passare a predisporre il piano degli interventi. Va rilevato, però, che situazioni così subdole si presentano molto difficilmente nella pratica, perché se qualcosa di serio il sisma ha causato almeno

una denuncia indiretta di ciò è quasi sempre possibile individuarla, ad esempio da una attenta analisi del comportamento degli elementi non strutturali.

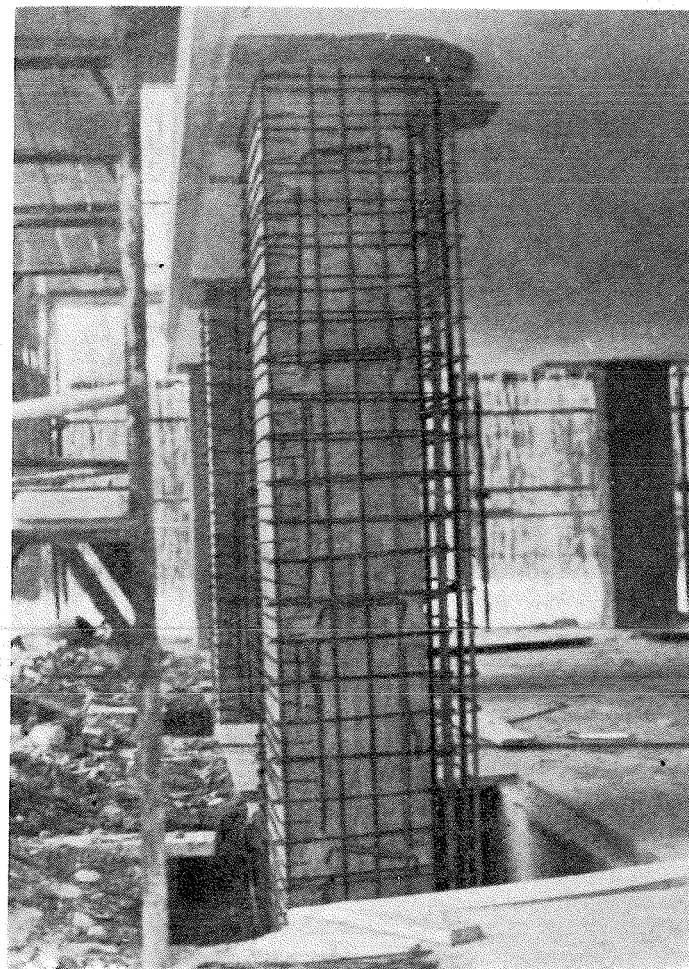
### 4. CONCLUSIONI

Le tecniche illustrate in questa sede e le considerazioni svolte in merito ad esse, alle esperienze condotte ed alle applicazioni che se ne son fatte, dimostrano che già allo stato attuale dell'arte il problema della riparazione delle strutture danneggiate e del rinforzo ed adeguamento antisismico può essere risolto soddisfacentemente, sia in termini di sicurezza che economici, qualora si scelgano volta per volta i procedimenti più appropriati agli scopi che si intendono raggiungere.

Nella trattazione svolta non a caso l'accento è stato posto costantemente sulle modalità applicative degli interventi e sui relativi dettagli costruttivi, più che sul calcolo.

Questa impostazione è giustificata intanto dal fatto che spesso per la verifica della struttura riparata non sono necessari particolari metodi di calcolo ma anche, e soprattutto forse, da un altro motivo. La garanzia di buon comportamento sotto l'azione di un sisma, infatti, vien data ad una costruzione non tanto da rigorose calcolazioni, la cui

Fig. 95



validità è spesso apparente perché invalidata dall'incertezza delle ipotesi, quanto dallo studio attento dei particolari che sono il serbatoio dal cui livello dipende la sicurezza antisismica. E se ciò è riconosciuto valido in generale, a

maggior ragione deve esserlo nel caso del consolidamento statico, campo in cui si esaltano, per evidenti ragioni, da una parte le incertezze sui modelli di calcolo e dall'altra l'importanza del dettaglio esecutivo.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] H.A. MIKLOFSKY - M.R. BROWN - M.J. GONSIOR: « Epoxy bending compounds as shear connectors in composite beams ». State of New York - Dept. of Public Works - Eng. Research. Series - R.R.62-2 - Ottobre 1962.
- [2] J.D. KRIEG - E.G. ENDEBROCK: « The use of epoxy resins in reinforced concrete - static load tests - Part. II » Eng. Research Laboratories - The Univ. of Arizona - Tucson Arizona - Gennaio 1963.
- [3] S. ARIAS - V. ARZE - J. BAUZA: « Repairs on power house and boiler support structure damaged by 1965 earthquake; Ventanas 195 MW steam electric station (Chile) » - 4th World Conf. on Earthquake Eng. - New Zeland 1965.
- [4] J.D. KRIEG - R.M. RICHARD: « Epoxy bonded composite T-beams for highway bridges » - Eng. Experiment Station - College of Engineering - The Univ. of Arizona - Tucson - Arizona Ottobre 1966.
- [5] R. L'HERMITE - J. BRESSON: « Beton armé d'armatures collées » - Coll. R.I.L.E.M. - Parigi 1967.
- [6] J. BRESSON: « Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures - Beton plaqué » - Annales I.T.B.T.P. 278 - Febbraio 1971.
- [7] F. HICK - S. BAAR: « Structures métalliques collées » - Station d'Essais et de Recherches de la Construction Métallique - SERCOM - Liège 1972.
- [8] PH. HERTIG - A. PERRET: « Rapport d'essais de trois types de liaisons acier-béton à l'aide de mortiers epoxy » - Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne - Inst. de la Construction Métallique - 1973.
- [9] P. BURKARDT - P. HERTIG - H.U. AESCHLIMANN: « Expériences sur les poutres mixtes en acier-béton liées à l'aide d'adhésifs époxydes » Matériaux et constructions - vol. 8, n. 46.
- [10] H. GOTZE - G. POSCHET: « Prove sulla resistenza di giunzioni del calcestruzzo effettuate con adesivi a base di resina epossidica e poliestere » - Sddeutesches Kunststoff Zentrum Würzburg - Betonwerk und Fertigteil Technik (trad. ital.).
- [11] DEUTSCHER BETON VEREIN E.V.: « Prüfvfahren für Reaktionsharze im Bauwesen » - Wiesbaden.
- [12] M. CELEBI - J. PENZIEN: « Histeretic Behaviour of Epoxy Repaired Reinforced Concrete Beams » - Earthquake Eng. Research Center - Univ. of California - Berkeley California - Rep. Wo. E.E.R.C. 73-5 Febbraio 1973.
- [13] R.M. CAFFERTY - M.L. MOODY: « An example of Epoxy Mortar Repair of a Reinforced Concrete Beam-Column Joint » 5th World Conf. on Earthquake Eng. Proc. - Roma 1973.
- [14] E.A.B. SALSE - M. FINTEL: « Strength, Stiffness and Ductility Properties of Slender Shear Walls » - 5th World Conf. on Earthquake Eng. Proc. - Roma 1973.
- [15] F. BARDA - J.M. HANSON - W.G. CORLEY: « An investigation of the Design and Repair of Low-Rise Shear Walls » - 5th World Conf. on Earthquake Eng. Proc. - Roma 1973.
- [16] Eidgenössische Materialprüfungs - und Versuchsaustalt: EMPA N. 24/171/2 Biegeversuche on Stahlbetonbalken unt Haftbrücken - Unersöffentlicher Bericht - 1974.
- [17] Verstärkung von Tragkonstruktionen mit geklebter Armerung - Schweizerische Bauzeitung 92 Fahrg. - Heft 19 - Maggio 1974.
- [18] C.A.K. IRWIN: « The strenthening of concrete beams by bonded steel plates » - Transport and Road Research Laboratory - Department of the Environment - Supplementary report 160 V.C. - Growthorne, Berkshire 1975.
- [19] A. ALBI MARINI - M. VALENTE: « Le strutture in calcestruzzo armato e gli interventi di manutenzione » - VII Conv. sulla manutenzione e terotecnologia - Trieste 1975.
- [20] « Il calcestruzzo reoplastico » - Il calcestruzzo oggi - vol. 8 n. 2 - 1975.
- [21] A. ALBI MARINI - M. D'APUZZO: « Sulla solidarizzazione delle strutture in conglomerato armato » - Giornate A.I.C.A.P. 1975 - Sanremo, 1975.
- [22] E.P. POPOV - V.V. BERTERO: « Repaired R/C Members under Cyclic Loading » - Inter. Journ. on Earthquake Eng. and Struct. Dynamics - vol. 4 - 1975.
- [23] « Malte speciali per ripristini strutturali » - Il Calcestruzzo oggi - vol. 9 n. 1 - 1976.
- [24] F. BRAGA - M.P. PETRANGELI: « Considerazioni sul comportamento degli edifici civili con struttura in cemento armato » - L'Industria Italiana del Cemento » - n. 7-8 - 1976.
- [25] T. SHIGA: « Earthquake damage and the amount of Walls in reinforced concrete buildings » - 6th World Conf. on Earthquake Eng. Preprints - New Delhi - Gennaio 1977.
- [26] P. GULKAN: « The inelastic response of repaired reinforced concrete beam-column connections » - 6th World Conf. on Earthquake Eng. Preprints - New Delhi - Gennaio 1977.
- [27] T. TASSIOS - P. PLAINIS - G. VASSILIOU: « Column-beam joints failed under seismic loadings, repaired and re-tested under seismic loading » - 6th World Conf. on Earthquake Eng. Preprints - New Delhi - Gennaio 1977.
- [28] Y. HIGASHI - M. OKHUBO - K. FUJIMATA: « Behaviour of reinforced concrete columns and frames strengthened by adding precast concrete walls » - 6th World Conf. on Earthquake Eng. Preprints - New Delhi - Gennaio 1977.
- [29] D.L.N. LEE - J.K. WIGHT - R.D. HANSON: « Repair of Damaged Concrete Frame Structures » - 6th World Conf. on Earthquake Eng. Preprints - New Delhi - Gennaio 1977.
- [30] L.F. KAHN - R.D. HANSON: « Reinforced Concrete Shear Walls for Aseismic Strengthening » - 6th World Conf. on Earthquake Eng. Preprints - New Delhi - Gennaio 1977.
- [31] Y. GYOTEN - K. MIZUHATA - T. FUKUSUMI: « An investigation on Mechanical Reliability of Shear Wall Repaired with Epoxy Mortar » - 6th World Conf. on Earthquake Eng. Preprints - New Delhi - Gennaio 1977.
- [32] R. L'HERMITE: « Reinforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie par collage » - Annales I.T.B.T.P. n. 349 - Aprile 1977.
- [33] J. BRESSON: « L'application du béton plaqué » - Annales I.T.B.T.P. n. 349 - Aprile 1977.
- [34] T. LUCAS: « La protection des bétons plaqués contre l'incendie » - Annales I.T.B.T.P. n. 349 - Aprile 1977.
- [35] Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia: « Prescrizioni per l'edilizia nelle zone sismiche - Note interpretative e di commento con suggerimenti applicativi - Esempi di intervento per la riparazione ed il rafforzamento antisismico degli edifici » - 1977.
- [36] M. MELE: « Analisi statica delle strutture » - Cap. V di « Ingegneria Sismica » a cura di M. Mele - Springer Verlag - Wien-New York 1977.
- [37] M. MELE: « Edifici a struttura metallica » - Cap. IX di « Ingegneria Sismica » a cura di M. Mele - Springer Verlag - Wien-New York 1977.
- [38] M. MELE: « Il restauro statico » - Cap. VIII di « Ingegneria sismica » a cura di M. Mele - Springer Verlag - Wien-New York 1977.



## Cemento armato e c. a. p. nel consolidamento e ristrutturazione delle costruzioni: ponti e costruzioni speciali

Introduzione del Prof. Ing. Giuseppe Creazza

Ringrazio il Presidente dell'A.I.C.A.P. per l'onore concessomi di presiedere tale sessione; inoltre, in qualità di delegato regionale per il Veneto, porgo il saluto dei Soci Veneti ai convenuti italiani e stranieri.

Dirò brevemente che la terza sessione è dedicata alle opere speciali.

Cosa possiamo intendere da un punto di vista tecnico per opere speciali?

In modo generale possiamo dire che sono opere che per la loro particolare destinazione o concezione progettuale presentano caratteristiche settoriali molto spinte, per cui la loro analisi e realizzazione, pur ispirandosi a concetti del tutto generali, abbisogna di studi particolari sia teorici che esecutivi.

Il movente di queste opere è quasi sempre connesso alle diverse necessità di ordine socio-economico legate alla vita ed allo sviluppo del paese.

Ad esempio infatti in Italia, in ordine di tempo, si sono manifestate le seguenti necessità: sfruttamento integrale delle risorse idroelettriche, creazione di una rete stradale atta ad eliminare i vincoli della tormentata geografia italiana, rispetto dei nuovi concetti ecologici nell'impiantistica, tecnologie civili avanzate nel campo delle trasmissioni.

A tali necessità gli specialisti hanno risposto impostando metodologie corrette sia di progettazione e calcolo che di costruzione.

Abbiamo assistito così alla nascita delle grandi dighe,

dei viadotti autostradali, delle ciminiere di grandi altezze e delle torri televisive.

Ognuno di questi problemi forma un capitolo a se stante ed ha avuto i suoi pionieri e i suoi maestri che, partendo da una visione generale del tema, hanno condotto una serie di lavori in parallelo di analisi e di sintesi con la finalità di fornire a tutti i tecnici i più idonei strumenti di calcolo e progettazione.

Questi pionieri e maestri fanno parte della nostra Associazione; noi ci sentiamo onorati della loro presenza e Li ringraziamo per i contributi che essi potranno portare alle nostre discussioni ed in special modo al grande tema oggi discusso.

E' assai difficile parlare di questi problemi se consideriamo che a questi necessariamente vanno connessi i temi legati al minimo peso, al minimo costo, al minimo tempo, in quanto la realizzazione di tali opere è intimamente legata ad una serie di minimi pur garantendo il massimo da un punto di vista della sicurezza strutturale.

All'elenco di questi fattori oggi si aggiunge l'aspetto sismico che, visto nella tragica prospettiva del Friuli, assume un ruolo determinante nella concezione strutturale delle opere.

Siamo certi che i contributi sia teorici che applicativi che verranno relazionati ed esposti, unitamente ai suggerimenti che emergeranno da questa Assemblea, porteranno ad un approfondimento dei reali problemi che formano oggetto della ricerca di base e dell'avanzamento tecnologico in tale campo.

Relazione Generale del Prof. Ing. Francesco Martinez y Cabrera

Sono grato al Presidente dell'A.I.C.A.P. Prof. Carlo Ceccoli Guidi ed al Comitato Direttivo per la fiducia a me accordata nell'incaricarmi di relazionare il 3° tema delle presenti giornate veneziane e spero di potermi inserire nello spirito che caratterizza questo convegno.

I lavori presentati in questa sessione «Ponti e costruzioni speciali» vogliono rappresentare un contributo in

quei settori delle strutture o di alcune strutture, ove i criteri di progettazione statica, i problemi di calcolo, gli accorgimenti costruttivi sono strettamente legati ai tipi specifici e richiedono particolare approfondimento ed interpretazione.

Alla relazione sui contenuti dei lavori può essere opportuno far precedere qualche considerazione relativa alle

esigenze di una progettazione statica finalizzata, alla necessità della chiara definizione degli schemi strutturali, alle evoluzioni degli schemi a seguito degli interventi su strutture degradate, ai problemi di controllo e manutenzione.

La progettazione di ponti e di strutture speciali (quali possono essere torri per civili abitazioni, silos, serbatoi, grandi coperture) in zona sismica pur inquadrandosi nel contesto più generale della progettazione delle strutture in zona sismica presenta fondamentali aspetti e particolarità.

Queste impongono, oltre a scelte definite dello schema strutturale in fase di progetto, la assoluta necessità che la realizzazione dell'opera, insieme ai conseguenti accorgimenti costruttivi, interpreti con fedeltà lo schema o gli schemi assunti.

I ponti presentano schemi strutturali vari, e di frequente legati ai problemi locali da risolvere. I ponti ad arco, ad impalcato irrigidente, i ponti a sbalzo (sistema Dywidag), i ponti strallati, ne sono un esempio. E per ognuno di essi sono da sviluppare teorie specifiche.

Il discorso può estendersi ai serbatoi, ai silos, alle torri di vario tipo, ciminiere, piloni per funivie, le cui strutture si possono presentare con le caratteristiche più varie, da schemi strutturali chiari, a schemi più complessi, sino a schemi, spesso non assoggettabili a calcoli precisi se non con procedimenti di discretizzazione spinta (il cui costo può per certe opere non essere compensato).

Dopo gli ultimi eventi, in Italia, si dispone di un'ampia documentazione degli effetti del sisma su ponti e su strutture di vario tipo. E naturalmente si è portati ad osservare i fatti specifici, spesso locali che hanno determinato la crisi, e le conseguenti corrette soluzioni nel quadro della struttura esaminata — sia nei riguardi del calcolo che dei particolari costruttivi.

E' opportuno, però, sempre anche chiedersi se una diversa concezione progettuale e strutturale dell'opera non poteva interpretare meglio il quadro delle sollecitazioni e delle risposte al sisma.

In tanti edifici si sono osservate crisi dei pilastri, spostamenti di piano là dove una corretta posizione del corpo irrigidente scala-ascensore o dei corpi scala in edifici allungati poteva dar vita a più coerenti soluzioni.

Gli effetti torsionali possono contenersi con schemi strutturali simmetrici, nei quali gli elementi irrigidenti per resistere alle forze orizzontali vengono ubicati sul contorno dell'edificio la cui pianta deve essere il più possibile raccolta e cioè prossima alla forma quadrata ed in generale la struttura deve potersi inscrivere in una forma chiusa.

La progettazione statica si dovrebbe sviluppare con criteri specialistici mentre spesso è la struttura convenzionale che viene calcolata con le azioni sismiche. E si affrontano difficoltà e propongono soluzioni che potrebbero essere evitate e risolte in modo più efficace con altri schemi strutturali.

E anche nel campo della prefabbricazione, molto spesso si risolvono, in zona sismica, problemi di adattamento di strutture non previste, all'origine, per un impiego in zone sismiche.

Per i ponti, struttura più che consueta per le ampie applicazioni, anche rimanendo nel campo dei ponti a tra-

vata, i problemi di impostazione statica nei confronti del sisma non sono né semplici, né ovvi, né schematizzabili in modo generale. I ponti a travata appoggiati sulle pile, i ponti a travata Gerber, i ponti a trave continua a sezione variabile e non, ne sono un chiaro esempio e ciò anche senza introdurre i ponti in obliquo od in curva o, nel caso più generale, i ponti con sensibili pendenze sia longitudinali che trasversali.

Una approfondita conoscenza del comportamento e della problematica dei ponti in retto può essere base e guida per la impostazione ed interpretazione dei casi strutturali più complessi. (Ed è in questa ottica che si inquadra il lavoro presentato su tale tema).

Come è noto le strutture dei ponti, previsti per sovraccarichi elevati, sopportano agevolmente le azioni sismiche verticali — mentre è diverso il discorso per le azioni orizzontali sia in direzione longitudinale che trasversale.

La presenza di tali azioni orizzontali impegna i vincoli dell'impalcato alle restanti strutture alle quali sono legate le modalità di trasferimento e di assorbimento delle azioni stesse. Pertanto esiste una problematica nuova di dislocazione dei vincoli sia in direzione longitudinale che trasversale la quale deve valutare l'opportunità o le modalità di impegnare le sottostrutture, dalle pile alle spalle, alle azioni sismiche.

Gli apparecchi di appoggio sia fissi che mobili, sono chiamati a far fronte a compiti complessi in quanto debbono rispondere ai requisiti di normale funzionamento e debbono garantire una opportuna resistenza alle azioni sismiche, ed anche, se danneggiati, la stabilità dell'opera. Analogamente i giunti, parimenti gli accorgimenti speciali che si adottano per l'assorbimento e il trasferimento delle azioni sismiche non debbono alterare la normale funzionalità degli appoggi.

C'è una notevole spinta tecnologica in tale settore. I dispositivi antisismici per strutture possono essere costituiti da veri ammortizzatori idraulici o da dispositivi elastici realizzati secondo schemi diversi ottenuti sfruttando materiali elastici (gomma, acciaio). L'ammortizzatore è vincolato alla struttura mediante nodi sferici al teflon, per cui risponde agli spostamenti istantanei della struttura mediante una forza di reazione diretta secondo la congiungente gli snodi stessi. Il liquido risente delle variazioni di temperatura alterando quindi le costanti elastiche per cui vengono forniti diagrammi delle corrispondenti caratteristiche ad ogni temperatura. L'ammortizzatore viene dimensionato in base alla reazione massima ed allo spostamento massimo. In Italia ammortizzatori di questo tipo sono stati applicati dalla G.H.H. sul viadotto Fiumarella del Noce (Reazione: 250 t - Spostamento: 7,5 cm).

Fra i vari dispositivi che sfruttano la gomma si può citare il Neosism della Alga. Anche la FIP di Padova ha condotto realizzazioni nel settore.

Di frequente è più semplice applicare dispositivi sofisticati a opere di notevole importanza atteso l'alto costo piuttosto che a strutture di più corrente impiego. Un viadotto con luci modeste dell'ordine di 20-25 m con travate in c.a.p. a trefoli aderenti, a tratte appoggiate, può presentare problemi di più difficile soluzione. L'impiego di un unico oscillatore deve prevedere il collegamento in linea delle



varie campate, cosa spesso non compatibile con il funzionamento delle piastre in neoprene.

E si ripropone il problema della progettazione statica nella scelta del tipo strutturale.

Anche i problemi di collaudo andrebbero inseriti in una diversa ottica. Ha un valore limitato collaudare un'opera in zona sismica con i carichi statici verticali corrispondenti ai carichi accidentali di servizio.

Il funzionamento di un ammortizzatore idraulico montato su un viadotto dovrebbe essere controllato per la completa agibilità dell'opera.

Il problema, quindi, delle prove di carico si pone certamente per tutte le strutture ed a maggior ragione per le strutture speciali.

I problemi di manutenzione vanno rispettati anche in ottemperanza alla circolare A.N.A.S. che prevede sedi di alloggiamento di martinetti per la costituzione o manutenzione di appoggi danneggiati.

Ma al di là di queste considerazioni tecniche per le strutture da ponte andrebbe richiesto un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti di altre strutture anche con riferimento ai terremoti di massima intensità prevedibili in zona.

Infatti mentre per altre strutture si può accettare che il sisma le renda inagibili purché non crollino, un ponte è chiamato a garantire la viabilità particolarmente dopo il sisma per non impedire il flusso dei soccorsi.

I problemi di manutenzione delle strutture speciali devastate dal sisma possono assumere aspetti particolari se, come accade di frequente, sono precomprese parzialmente o totalmente. La sostituzione di calcestruzzo precompresso degradato con calcestruzzo nuovo, eventualmente additivato, comporta la creazione di isole di materiale non precompresso esposto alla fessurazione. Parimenti la demolizione del calcestruzzo degradato e la messa a nudo delle armature precomprese (cavi iniettati o trefoli) fa emigrare la precompressione verso le zone a calcestruzzo integro ed a preesistente stato di coazione. Si vengono a formare nell'interno della struttura, comportamenti anomali a sezione mista, e colui che verifica deve fissare degli schemi limite entro i quali interpretare il nuovo comportamento.

Ritornando ad esempio alle travi in c.a.p., una eventuale sostituzione di un tratto di ala inferiore con calcestruzzo necessariamente non precompresso assoggetta questo nuovo materiale, che partecipa alla statica globale, ad alte tensioni di trazione.

La problematica delle azioni del sisma è ampia, affascinante, spesso inattesa ed imprevedibile.

Una progettazione statica ispirata alle azioni sismiche, una semplicità e chiarezza degli schemi strutturali, una manutenzione e controllo ordinario delle opere ne sono fondamentali presupposti.

Infine per tutte le opere speciali le scelte esecutive non possono essere affidate al cantiere ma imposte dal progettista. La progettazione deve essere corredata da precise modalità esecutive e costruttive in quanto è bene ribadire che una delle difficoltà resta quella di riprodurre in realtà l'effettivo schema statico ipotizzato progettualmente.

Tutti gli effetti che nelle costruzioni correnti hanno una importanza sul loro comportamento (quali ritiro, salti termici, fluage) nelle costruzioni speciali assumono un ruolo fondamentale e di difficile controllo in corso di esecuzione.

L'inserimento di tali opere in zone sismiche ripropone la necessità di conoscere a fondo lo stato tensionale della struttura in esercizio in modo che una diagnosi degli effetti del sisma sia il più possibile interpretabile.

In questa ottica si inquadra un corretto restauro. Se questo complesso di concetti può essere applicato alle opere di recente costruzione delle quali si potrà disporre di testimonianze d'archivio, non è fruibile per la riparazione di strutture speciali di data non recente. In tal caso ogni struttura fa capitolo a sé.

Il progettista del restauro deve rianalizzare il complesso strutturale originario ed a questo sovrapporre gli effetti del sisma.

Nel caso particolare di ponti, di frequente e per vecchie strutture, in concomitanza al restauro si presenta, in più, l'esigenza di adeguarli agli attuali carichi stradali per cui il restauro comprende, in ogni caso, un'opera di rinforzo.

Un ultimo problema da segnalare nel campo delle strutture speciali è rappresentato dalla situazione statica di opere dislocate in zone non dichiarate originariamente, all'epoca della loro realizzazione, sismiche o di opere che pur se dislocate in zone sismiche non presentano le necessarie garanzie al lume delle attuali migliorate conoscenze.

Per concludere, la riuscita di un'opera è poi affidata, soddisfatta la progettazione e la calcolazione statica, alla qualità dei materiali ed alle modalità costruttive.

Ritengo allora opportuno iniziare con i materiali ed in particolare col calcestruzzo a presentare i lavori della mia sessione.

## 1) CALCESTRUZZI ULTRARESISTENTI ED AFFIDABILI PER STRUTTURE ANTISISMICHE

(M. Collepardi - M. Corradi - G. Moriconi)

Gli autori, affrontando la tematica delle alte resistenze dei calcestruzzi, particolarmente per opere da realizzare in zone sismiche, sottolineano che la riduzione spinta del rapporto a/c oltre certi valori abbassa la lavorabilità del calcestruzzo stesso tanto da rendere impossibile la sua messa in opera senza generare cavità macroscopiche.

Si osserva che al diminuire del rapporto a/c la qualità del calcestruzzo, raggiunto un valore massimo, legato alla tecnica di compattazione, tende a regredire.

Praticamente la riduzione del rapporto a/c costringe a lavorare in condizioni particolarmente difficili, con un calcestruzzo rigido e con un sistema di compattazione efficace al fine di garantire il completo riempimento delle casaforme — esigenze non facilmente realizzabili in pratica e neppure controllabili con accuratezza.

Pertanto quanto più è asciutto il calcestruzzo tanto maggiore sarà la differenza tra la resistenza caratteristica nominale raggiunta con i provini ben vibrati e quella reale del materiale componente la struttura.

Pertanto le caratteristiche di lavorabilità restano fondamentali crescendo al loro aumentare l'affidabilità del

materiale nel senso che i risultati ottenibili nella struttura tendono a coincidere o avvicinarsi a quelli di laboratorio.

Oggetto del presente studio è di relazionare su indagini svolte al fine di realizzare, con opportuni additivi, caratteristiche del materiale, spesso autentiche conciliando bassi valori del rapporto a/c con la lavorabilità del materiale e con le sue reali alte qualità in opera.

Gli autori descrivono i tipi di impasto e le modalità di prova per provini sia di calcestruzzo convenzionale che di calcestruzzo leggero per i quali vengono impiegati, come additivi, due prodotti commerciali, privi di cloruri, specifici per la realizzazione di calcestruzzi reoplastici e precisamente:

L'additivo n. 1 (lt2/ql) consente di ottenere calcestruzzi reoplastici con perdita di lavorabilità trascurabile durante la 1<sup>a</sup> ora. Adatti al trasporto in autobetoniera.

L'additivo n. 2 (lt3/ql) fornisce una rapida caduta della lavorabilità. Adatto alla prefabbricazione anche per il più rapido incremento delle resistenze meccaniche alle brevi stagionature.

I risultati illustrati nella tabella allegata al testo indicano che impiegando un buon dosaggio di cemento non inferiore a 400 Kg/m<sup>3</sup>, inerti di buona qualità e ben proporzionati, con additivi capaci di ridurre sensibilmente il rapporto acqua/cemento e di aumentare contemporaneamente la lavorabilità senza provocare segregazioni, è possibile preparare calcestruzzi adatti per strutture antisismiche con resistenze a compressioni che possono raggiungere il valore di 1000 Kg/cm<sup>2</sup> a compressione e 60 ÷ 70 Kg/cm<sup>2</sup> a trazione per flessione.

I buoni risultati ottenuti sono patrimonio di calcestruzzi ben compattati nelle cassaforme fino a peso costante, come si verifica in laboratorio.

Il calcestruzzo in una struttura presenterà in ogni sua parte una resistenza equivalente a quella del provino solo se le caratteristiche di compattazione del provino stesso si ripetono in ogni sua parte.

Però più alta è la lavorabilità del calcestruzzo, maggiore è la sua affidabilità in quanto minore è la dipendenza della qualità del calcestruzzo in opera dall'efficienza del sistema di compattazione.

Sono state preparate 2 serie di calcestruzzi tutti con dosaggio nominale di 400 Kg/m<sup>3</sup> di cemento Portland 425 (n. 2) a 3 consistenze diverse:

- terra umida (slump = 1 cm)
- plastica (slump = 10 cm)
- fluida (slump > 20 cm)

e variamente vibrati.

La 1<sup>a</sup> serie riguarda calcestruzzi con inerti ordinari mentre la seconda quella con inerti leggeri.

Le distribuzioni della resistenza meccanica mostrano che maggiore è la lavorabilità del calcestruzzo fresco, minore è la dispersione del valore di resistenza meccanica.

Gli autori sottolineano che nell'attuale normativa tale tipo di dispersione dei risultati non è tenuta in conto per la valutazione degli scarti al fine di determinare la resistenza caratteristica. Infatti per la valutazione si considerano solo gli scarti derivanti da variazioni di composizione del c.l.s. e non quelli dovuti alla diversa compattazione.

Particolarmente interessanti si rivelano, poi, le conclusioni relative ai valori dei moduli di resistenza, argomento estremamente importante e di attualità per il comportamento deformativo delle strutture prefabbricate, sia all'atto del disarmo appena dopo la maturazione a vapore sia in esercizio.

Il lavoro di Collepari, Corradi e Moriconi è ampio e completo e pregevole sia per i suoi aspetti sia per la problematica che pone.

## II) LA DEGRADAZIONE DEL CALCESTRUZZO IN MANUFATTI AUTOSTRADALI - RIPRISTINO CON MALTE SPECIALI

(A. Rossetti - G. Camomilla)

Il lavoro del Prof. Collepari, di Corradi e Moriconi, trova utile riscontro in questa nota la quale evidenzia una problematica attuale che investe, in senso lato, la manutenzione delle opere in calcestruzzo armato normale e pre-compresso. Si osserva che i fenomeni di degradazione dei materiali da costruzione delle strutture ed in particolare del calcestruzzo, acquistano progressiva importanza.

I fenomeni di degrado si sono sempre registrati, ma i fatti nuovi capaci di esaltarli vanno individuati:

— nel grado di aggressività dell'ambiente, notevolmente aumentato;

— nelle alte sollecitazioni imposte ai materiali.

Per una schematizzazione possono distinguersi tre cause di degrado:

chimiche: provenienti dall'ambiente;

fisiche: azioni di gelo, disgelo, variazioni di temperatura, incendio;

meccaniche: connesse all'esercizio della struttura: fatica, vibrazioni, alterazioni superficiali per abrasione od urto.

Tra le cause connesse con l'esercizio va ricordato l'uso del cloruro come disgelante nei viadotti, corrosione delle armature, correnti vaganti.

Gli autori sottolineano che nei fenomeni di degradazione un ruolo fondamentale è svolto dal materiale stesso — spesso con l'assenza di componenti specificamente attivi, con porosità della pasta o con porosità macroscopiche del calcestruzzo. Gli ultimi due punti sono strettamente collegati. Infatti piccoli valori di porosità della pasta si realizzano con bassi rapporti a/c e tali bassi rapporti riducono la lavorabilità e favoriscono la formazione di porosità macroscopiche.

Gli additivi fluidificanti ritornano all'attenzione con la possibilità di giungere a rapporti a/c = 0,35 (calcestruzzi reoplastici). Con tali additivi è possibile preparare anche malte a bassissimo rapporto a/c e proprietà particolari.

Le opere del tessuto autostradale italiano hanno segnato una spinta tecnologica con progressi sempre più avanzati che hanno permesso costruzioni con pregevoli risultati economici e di arditezza.

Si è però considerato che il calcestruzzo sia intrinsecamente durevole e poco sensibile all'ambiente.

Inoltre l'ammaloramento spesso non nasce dalla messa in opera di materiali non adeguati ma in opere soggette a particolari vicissitudini di ambiente e di esercizio. In particolare, gli autori rilevano, che la maggioranza dei feno-

meni di degrado ha, nelle opere autostradali, interessato le testate delle travi, le selle Gerber, i pulvini, gli appoggi, le solette al disotto della pavimentazione.

I tipi di intervento applicati negli ultimi anni sono:

- interventi preventivi di conservazione;
- interventi di ripristino e risanamento.

Si sta sviluppando il concetto di manutenzione che viene applicata alle nuove opere.

Gli interventi interessano l'applicazione o il perfezionamento dei dispositivi che assicurano l'allontanamento o la protezione da agenti aggressivi, il ripristino di condizioni di vincolo, impermeabilizzazione dell'impalcato, delle zone di giunto, le applicazioni di pluviali con scarichi guidati, ricoprimento di armature scoperte, ripristino di calcestruzzo degradato.

I primi materiali adatti per ripristino, sono state le resine sintetiche, principalmente le epossidiche.

Le ricerche condotte fanno pensare, come valida alternativa, alle malte reoplastiche caratterizzate da una serie di proprietà quali:

- assenza di ritiro;
- leggero effetto espansivo;
- buona adesione al calcestruzzo;
- impermeabilità elevatissima;
- facilità di messa in opera.

Tra i tipi di intervento si elencano:

- rattoppi superficiali;
- incamiciatura strutturale dei pilastri;
- intonaci con elevato grado di impermeabilità;
- iniezioni di fessure, intasamenti di guaine di cavi male iniettate o vuote;
- posizionamento degli appoggi;
- giunti di dilatazione.

E' ovvio sottolineare che, in fase di costruzione, è vantaggioso l'impiego di materiali reoplastici proprio nei punti più delicati delle opere o nei tipi di lavoro che più facilmente possono dar luogo a condizioni di minor durevolezza dell'opera nel tempo.

Gli autori presentano poi i risultati di alcune sperimentazioni di laboratorio eseguite su malte reoplastiche e su una malta di resina epossidica in vista di operazioni di manutenzione.

Su tali materiali sono state eseguite prove di resistenza a compressione, a flessione, di adesioni al calcestruzzo prestagionato, di ripristino strutturale di travetti di malta e prove di resistenza all'urto.

Dall'esito delle prove l'insieme delle qualità delle malte reoplastiche esaminate è risultato promettente. Gli autori confermano che sono in corso applicazioni di esse in alcuni ripristini di strutture autostradali degradate.

### III) LA PRESOLLECITAZIONE NEL CONSOLIDAMENTO DELLE COSTRUZIONI

(G. Croci)

Tale nota dopo alcune considerazioni di ordine generale sui pregi e sulle indeterminazioni delle tecniche di presollecitazioni o distorsioni impresse, espone due applicazioni

di consolidamento del ponte del Grillo sul Tevere e del palazzo di Giustizia di Roma.

I sistemi di generare presollecitazioni o distorsioni impresse non sono recenti (catene, cerchiature, martinetti) e la tecnica del precompresso ne rappresenta uno degli aspetti più moderni.

In particolare gli interventi « attivi », ad esempio con pretensioni o con martinetti, sono caratterizzati dal generare immediatamente quegli stati di sollecitazione che altrimenti si svilupperebbero successivamente, interamente od in parte, con intervento di nuove deformazioni.

Va ricordato che le distorsioni impresse in sistemi iperstatici, sono accompagnate dai cosiddetti stati di tensione parassiti per cui, particolarmente in strutture spaziali o comunque ad alto grado di iperstaticità, i procedimenti adottati vanno esaminati con estrema cautela.

#### *Ponte del Grillo*

Il ponte è costituito da una travata Gerber su quattro appoggi con sbalzi in corrispondenza delle spalle.

Problemi:

- riparazione struttura per degradazione del calcestruzzo;
- incremento capacità portante per trasformazione dalla 2<sup>a</sup> alla 1<sup>a</sup> categoria;
- sostituzione appoggi;
- impermeabilizzazione.

Il progettista non ha avuto a disposizione disegni esecutivi dell'opera. Per deduzione indiretta, controllata la qualità del calcestruzzo integro, e supponendo che sotto i massimi carichi di esercizio si raggiungano le sollecitazioni ammissibili, ha affidato alle presollecitazioni l'incremento di sollecitazione nel passaggio dalla 2<sup>a</sup> alla 1<sup>a</sup> categoria, ivi comprese le sollecitazioni per incremento di peso.

Le travi principali a T sono state avvolte su tre lati da una camicia di calcestruzzo dello spessore di 8 cm con staffe aventi passo di 80 cm entro le quali sono stati alloggiati i cavi longitudinali inseriti (barre Dywidag). I cavi sono stati ancorati in soletta la quale a sua volta è precompressa con cavi che si ancorano in controsolette.

Sarebbe stato utile un esame del comportamento della struttura in fase di collaudo dell'opera.

#### *Palazzo di Giustizia - Roma*

Realizzato alla fine dell'800 su platea in conglomerato magro poggiate su terreno eterogeneo ha presentato distesi costituiti essenzialmente da lesioni verticali di ampiezza crescente verso l'alto, conseguenze di un movimento disuniforme del suolo.

La soluzione proposta prevede di ridurre le pressioni sul terreno sia diminuendo il peso con asportazioni di sensibile volume di terreno all'interno del palazzo, nei cortili ed in una fascia perimetrale esterna, sia estendendo l'attuale platea a quelle zone.

Affinché tali allargamenti inerti all'atto della realizzazione, entrino in carico senza ulteriori cedimenti è previsto un collegamento alle preesistenti platee mediante tiranti e martinetti a pressione regolata e regolabile.

I disegni illustrano le fasi progressive.

Opportune regolazioni delle presollecitazioni consentono di modulare le differenze di pressione nella successione dei lavori, di generare forze che tendono a chiudere le lesioni, di eliminare ulteriori cedimenti e di rendere attuabile il controllo nel tempo e di intervenire con correzioni.

#### IV) PROBLEMI RELATIVI ALLA PROGETTAZIONE DEI PONTI

(G.M. Bo - G. Manzone - R. Perazzone - S. Valente)

La problematica dei ponti in retto può essere un riferimento di base e di guida per la impostazione ed interpretazione dei casi strutturali più complessi.

Ed è in questa ottica che si inquadra il lavoro presentato su tale tema.

Gli apparecchi di appoggio sia fissi che mobili, sono chiamati a far fronte a compiti complessi in quanto debbono rispondere ai requisiti di normale funzionamento e debbono garantire una opportuna resistenza alle azioni sismiche, ed anche se danneggiati, la stabilità dell'opera. Analogamente i giunti.

Parimenti gli accorgimenti speciali che si adottano per l'assorbimento ed il trasferimento delle azioni sismiche non debbono alterare la normale funzionalità degli appoggi.

E ciò non sempre è semplice.

E' ovvio che dovranno essere previste sedi di alloggiamento di martinetti per la sostituzione degli appoggi danneggiati.

Ma al di là di queste considerazioni tecniche per le strutture da ponte andrebbe richiesto un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti di altre strutture anche con riferimento ai terremoti di massima intensità prevedibili in zona.

Infatti mentre per altre strutture si può accettare anche che il sisma le renda inagibili purché non crollino, un ponte è chiamato a garantire la viabilità particolarmente dopo il sisma per non impedire il flusso dei soccorsi.

Gli autori dopo alcune considerazioni sulle soluzioni costruttive, sulle caratteristiche bilaterali dei collegamenti da adottare, con riferimento alle azioni sismiche longitudinali studiano la risposta di tale collegamento ad una eccitazione periodica esterna mediante un procedimento di integrazione numerica delle equazioni del moto.

Il procedimento, noto come « metodo di Wilson » è stato elaborato mediante il codice automatico Nonsap su un elaboratore I.B.M. 370/158.

In particolare è stato analizzato un sistema meccanico a due gradi di libertà costituito da due masse (impalcati) collegate mutuamente ed una collegata al suolo (spalla).

Inoltre è stato sviluppato lo studio di un ponte a sei campate con impalcati semplicemente appoggiati sulle pile, collegati mutuamente in serie con cerniere elastiche ed unilateralmente ad una spalla del ponte. Le cerniere si intendono realizzate con cuscini di neoprene e barre di armatura.

Gli autori hanno presentato le deformate dinamiche dei primi tre modi di vibrare, sono stati ricavati i coefficienti di partecipazione.

Inoltre lo schiacciamento massimo del neoprene e l'allungamento massimo delle barre di acciaio sono stati calcolati uguagliando la massima energia cinetica e la massima energia potenziale del sistema elastico.

Per le azioni sismiche trasversali, che in genere vengono assorbite dalle pile gli autori sviluppano considerazioni sulle iterazioni pile-fondazioni e studiano un tipo di pila a cavalletto sotto l'azione di una forza  $H$  dovuta a sisma nel quadro di un comportamento duttile e fragile.

#### V) STUDIO DEI SILI IN ZONA SISMICA E PROBLEMI DI RISTRUTTURAZIONE

(G.M. Donida - F. Martinez - G. Menditto)

Gli autori partendo da un esame della situazione statica di un silos (in zona sismica) che presentava zone degradate per sviluppo vario sia circonferenziali che in altezza hanno preso lo spunto per sviluppare una analisi globale con particolare riferimento ad azioni dovute al sisma.

Il silos in esame è del tipo classico, isolato, con fusto a sezione circolare e tramoggia troncoconica avente base anulare rinforzata e poggiante su pilastri. Le fondazioni sono di tipo indiretto realizzate con pali di grande diametro.

La presenza di reali discontinuità in parete, ha orientato gli autori ad adottare un procedimento di calcolo ad elementi finiti.

Infatti la discretizzazione della struttura introduce la possibilità di adeguamento ad ogni situazione specifica sia per la presenza di zone vuote con distruzione locale del calcestruzzo sia per alterazione o variabilità delle caratteristiche elastogeometriche (o solo elastiche). Nell'ambito del metodo degli E.F. ci si è orientati verso l'utilizzo del codice Sap. 4, scegliendo un tessuto della Mesh che pone in evidenza un infittimento nelle zone adiacenti a quelle con discontinuità di materiale e progressiva rarefazione nelle zone integre.

Preso atto della situazione reale della struttura, per la quale era necessario esprimere un parere sulla sua stabilità a vuoto, in attesa delle opere di ripristino, si è ritenuto opportuno analizzare sotto l'unica condizione di carico consigliata dalle norme lo stato di sollecitazione nelle diverse condizioni.

Sono stati esaminati, preliminarmente, 4 schemi strutturali.

1° schema - Silos integro.

2° schema - Silos degradato a quota 1,50 per uno sviluppo AB circonferenziale di m 6,24.

3° schema - Silos degradato a quota 1,50 per uno sviluppo circonferenziale AB di m 6,24 con l'aggiunta di un arco adiacente BC di sviluppo di m 3,12 avente modulo  $E_c = 50.000 \text{ Kg/cm}^2$ .

4° schema - Ripete lo schema 3 con  $E_c = 0$  in BC.

Per tali condizioni di carico sono stati forniti diagrammi completi di stato tensionale, di deformazioni.

Sul modello spaziale è stata sviluppata una rigorosa analisi dinamica procedendo alla determinazione delle prime tre frequenze e dei corrispondenti modi di vibrazione.

Tale impostazione presenta l'inconveniente di un elevato tempo macchina che nel caso in esame ha raggiunto i 16 minuti.

Infine, avendo realizzato il ripristino del silos con una

camicia interna di calcestruzzo armato circonferenzialmente e longitudinalmente, dello spessore di cm 8, e per verificare l'efficienza di tale soluzione, si è ritenuto opportuno effettuare una analisi dinamica considerando la massa originale del silos con l'aggiunta del peso della citata camicia interna e considerando anche il peso del cereale insilato.

## VI) SILI PER GRANO IN IRAN

(Soc. Alpina - Milano)

In tale lavoro si riferisce sulla progettazione di un complesso di sili composto da celle di carico e scarico, torre macchine dell'altezza di 72,00 m e sili di immagazzinamento. Questi ultimi sono costituiti da 36 celle circolari indipendenti dell'altezza di 52 m, diametro interno di 10 m e spessore costante di 25 cm.

Le zone ove sono dislocate le opere sono caratterizzate

da forte sismicità e ciò ha determinato e condizionato alcune scelte progettuali.

L'azione del terremoto sulle strutture è stata valutata in ottemperanza alle norme iraniane.

La fondazione, per gruppi di nove celle, si presenta comune, con piastra quadrata di lato di 33,10 m e spessore costante di 4,50 m. Essa è attraversata da cunicoli di servizio.

Si sottolinea l'attenta analisi sviluppata per le fondazioni con procedimento di discretizzazione utilizzando il programma Sapiv. Particolari della mesh e di alcuni risultati si rilevano dai diagrammi allegati al testo.

Per questo lavoro va sottolineato l'alto livello di progettazione e di calcolo strutturale che inquadra il lavoro stesso nel campo della ricerca applicata.

Ho così concluso e spero che i successivi interventi possano integrare questa mia relazione.

# Problemi relativi alla progettazione sismica di ponti

Comunicazione di:

Prof. Ing. Gian Mario Bo (\*)  
Dott. Ing. Giuseppe Manzone (\*)  
Dott. Ing. Renzo Perazzone (\*\*)  
Dott. Ing. Silvio Valente (\*)

## 1. PREMESSE

La progettazione dei ponti in zona sismica si presenta, di solito, con caratteristiche particolari, tali da richiedere accorgimenti costruttivi specifici e criteri di calcolo difficilmente schematizzabili in formule generali.

Le azioni sismiche provocano, nelle strutture, oscillazioni alterne, la cui massima ampiezza è calcolabile sia nell'ipotesi di comportamento elastico strutturale, sia, con opportune schematizzazioni, nell'ipotesi di comportamento in fase plastica della struttura.

Il numero di cicli di massima ampiezza che la struttura compie sotto l'eccitazione sismica, è, inoltre, dell'or-

dine della decina [1], tale, comunque, da rendere importanti i fenomeni di martellamento.

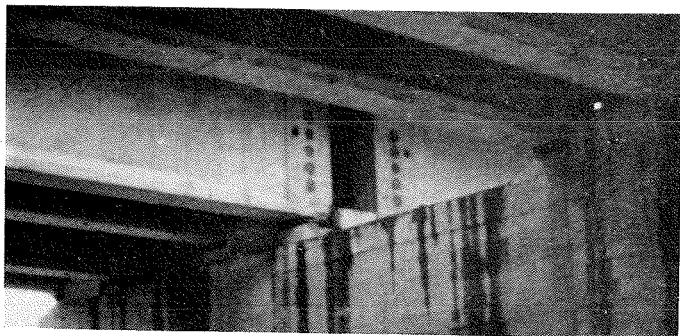
Nel recente terremoto del Friuli, si è potuto osservare, chiaramente, la natura dinamica dell'azione sismica e la deficienza di una progettazione solo statica. Ad esempio, il ponte sul fiume Tagliamento, realizzato mediante travi appoggiate, ha subito gravi danni (fig. 1) in seguito ai ripetuti urti (« martellamento ») tra le testate delle travi e gli elementi di ritengo sulle pile.

La pila di fig. 2 è stata lesionata in una fase transitoria della costruzione del ponte, quando cioè, mancando il peso dell'impalcato, essa risultava dotata di bassi periodi di vibrazione trasversale ( $T_x = 0,26$  sec.,  $T_y = 0,46$  sec.) e soggetta a forte flessione con piccolo sforzo normale.

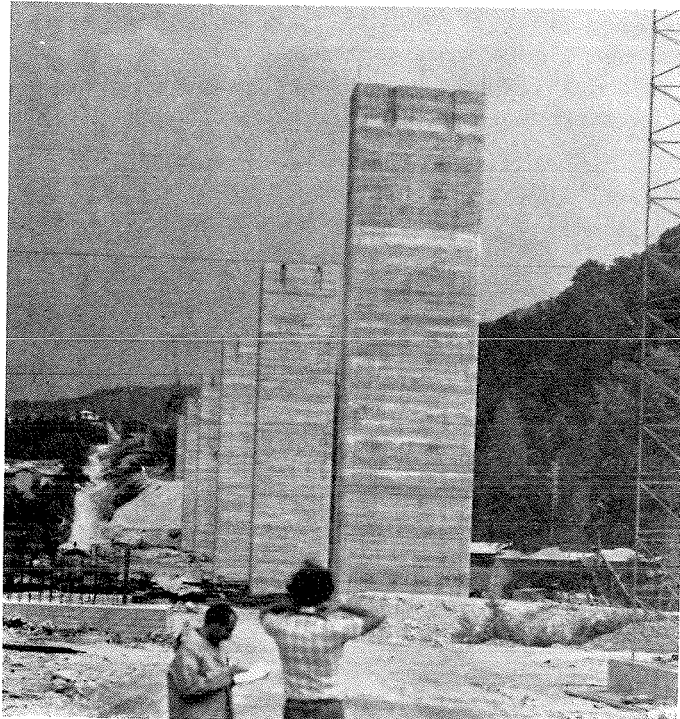
Le particolari caratteristiche della progettazione dei ponti

(\*) Politecnico di Torino - Facoltà di Ingegneria - Istituto di Tecnica delle Costruzioni.

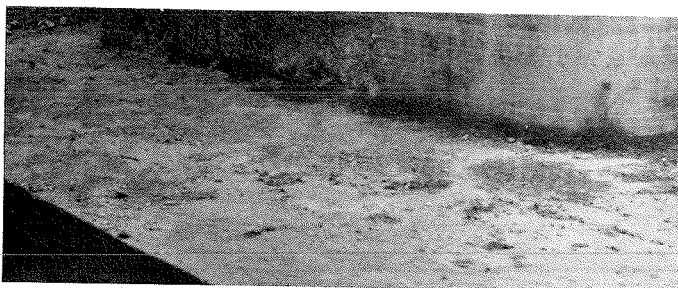
(\*\*) Libero professionista.



1 - Ponte sul fiume Tagliamento. Danni provocati dal fenomeno del martellamento.



a)



b)

2 - Pila da ponte a cassone presso il lago di Cavazzo.

a) Situazione della pila al momento del sisma; b) Zona plasticizzata alla base della pila.

in zona sismica, possono essere tenute presenti nelle normative a prezzo di complicazioni a volte non indifferenti [2]. Spesso si richiedono criteri di progettazione « ad hoc » [3].

Nella presente memoria vengono illustrati criteri di calcolo per tipologie di ponti spesso adottate nella tecnica.

## 2. LE AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DEI PONTI

Di solito le strutture dei ponti, previste per sovraccarichi molto elevati, sopportano agevolmente le azioni sismiche verticali.

Diverso discorso si pone per le azioni orizzontali, nelle due direzioni principali dell'impalcato, supposto rettilineo.

Le azioni orizzontali sono importanti ai fini del dimensionamento dei vincoli dell'impalcato alle restanti strutture, delle strutture di supporto ed in particolare delle pile.

I criteri di dimensionamento devono rispondere non solamente alla verifica « statica » o « dinamica » in campo elastico, ma devono tener conto anche della deformabilità del sistema oltre il limite elastico, valutando, quindi, la duttilità delle strutture e delle connessioni.

Infine lo studio sismico di un ponte non può prescindere, in genere, dall'analisi del terreno di fondazione, soprattutto in presenza di palificate.

Gli apparecchi di appoggio e di collegamento devono, inoltre, rispondere ai requisiti del normale funzionamento, permettere le deformazioni dovute a variazioni di temperatura, fluage, ritiro ecc., resistere all'azione degradante degli agenti atmosferici, permettere facili azioni di restauro in seguito ad un eventuale danneggiamento per effetto sismico.

E' appena il caso di notare che gli apparecchi di appoggio, anche se danneggiati, devono garantire la stabilità dell'opera per il terremoto di massima intensità prevedibile in quella zona.

In genere, per garantire la viabilità anche dopo il sisma, si richiede, per le strutture dei ponti, un coefficiente di sicurezza maggiore rispetto ad altre strutture.

## 3. AZIONI SISMICHE LONGITUDINALI

Le azioni sismiche longitudinali si scaricano, di solito, sulle spalle della struttura. Una soluzione interessante è rappresentata dal ponte di fig. 3 [4].

Una soluzione costruttiva, spesso adottata, prevede trave collegate in serie con cerniere.

Ricorrere ad una cerniera rigida agli effetti longitudinali comporta gli inconvenienti che qui esaminiamo. Innanzitutto i periodi propri di vibrazione assiale del sistema così ottenuto sono piccoli e non è possibile, quindi, trarre vantaggio dalla riduzione della risposta strutturale tipica dei sistemi con periodo elevato.

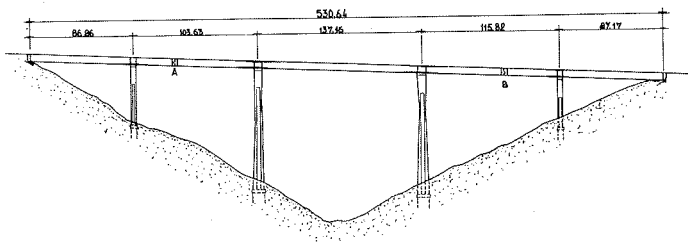
La cerniera può essere dimensionata senza eccessivi oneri di costruzione, ma la stessa cosa non si può dire né per gli attacchi alla trave, né per la trave stessa.

Il sistema, inoltre, è poco duttile e presenta rischi di rottura nel calcestruzzo.

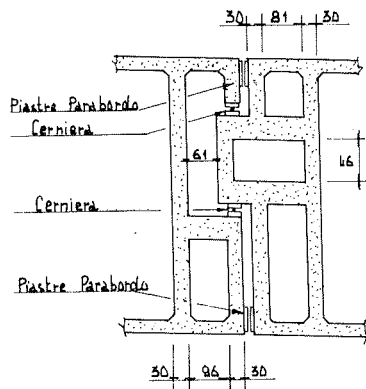
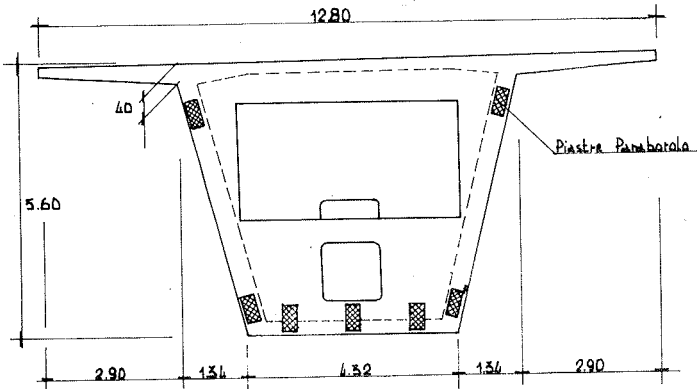
Per ovviare agli inconvenienti indicati precedentemente, si preferisce, spesso, ricorrere a tiranti di collegamento e cuscino di neoprene, realizzando così una cerniera di elevata deformabilità e duttilità. Se il cuscino è realizzato con neoprene espanso, le rigidità a trazione e a compressione sono nettamente diverse <sup>(1)</sup>.

Il collegamento di fig. 6 ha, in campo elastico, un com-

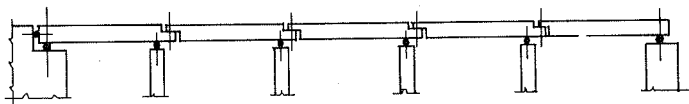
(1) Brevetto FIP - Padova.



3 - Ponte stradale sulla « Pine Valley » in California. La deformabilità, relativamente elevata del neoprene comporta uno spostamento controllato, per effetto sismico, dei punti A e B e, quindi, una flessione controllata nella pila. Quest'ultima, molto alta e quindi relativamente snella, consente facilmente i suddetti spostamenti, mentre pile meno deformabili non permetterebbero una soluzione del genere.



4 - Disposizione delle piastre parabordo in neoprene.



5 - Travate collegate in serie con cerniere.

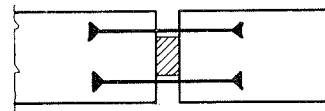
portamento bi-lineare e la sua risposta ad una eccitazione periodica esterna è stata studiata dagli autori mediante un procedimento di integrazione numerica delle equazioni del moto.

Il procedimento adottato è noto come « metodo  $\vartheta$  di Wilson », ed è stato elaborato mediante il codice di calcolo automatico Nonsap [5] su un elaboratore elettronico IBM 370/158.

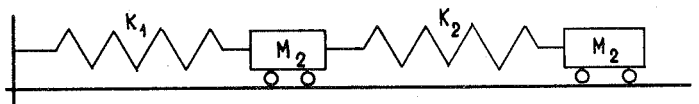
È stato analizzato il seguente sistema meccanico a 2 gradi di libertà:

La curva caratteristica delle 2 molle è stata assunta come in fig. 8, composta di due tratti rettilinei.

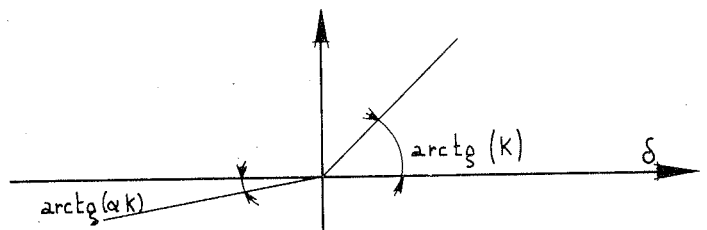
Le equazioni che, mediante il programma di calcolo automatico Nonsap, hanno consentito di determinare la risposta del sistema sono:



6 - Tiranti di collegamento con cuscino di neoprene.



7 - Schema meccanico.



8 - Curva caratteristica delle due molle.

Calcolo preliminare di alcune costanti

$$\begin{aligned} \vartheta &= 1.4 & \tau &= \vartheta \Delta t \\ a_0 &= 6/\tau^2 & a_1 &= 3/\tau & a_2 &= 2 a_1 & a_3 &= 2 \\ a_4 &= 2 & a_5 &= \tau/2 & a_6 &= a_0/\vartheta & a_7 &= -a_2/\vartheta \\ a_8 &= 1 - 3/\vartheta & a_9 &= \Delta t/2 & a_{10} &= \Delta t^2/6 \end{aligned}$$

Per ciascun intervallo di tempo (premesse le notazioni 1, 2, 3, 4): l'elaboratore esegue le operazioni a, b, c, d.

1) L'indice in alto a sinistra indica il tempo a cui la grandezza si riferisce

2)  $\{R\}$  rappresenta la forzante esterna

3)  $\{\hat{R}\}$  rappresenta il vettore dei carichi efficaci

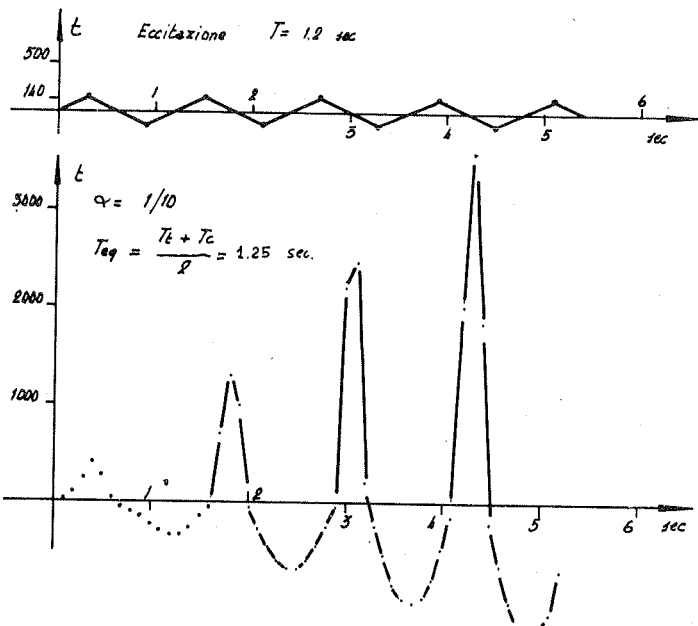
4)  $\{F\}$  rappresenta il vettore delle risultanti delle forze che le molle esercitano sui nodi.

a) Formazione della matrice di rigidità efficace  ${}^t[\hat{K}]$ , funzione dello spostamento  ${}^t\{x\}$  attraverso la curva caratteristica delle molle (bilatera di fig. 7)

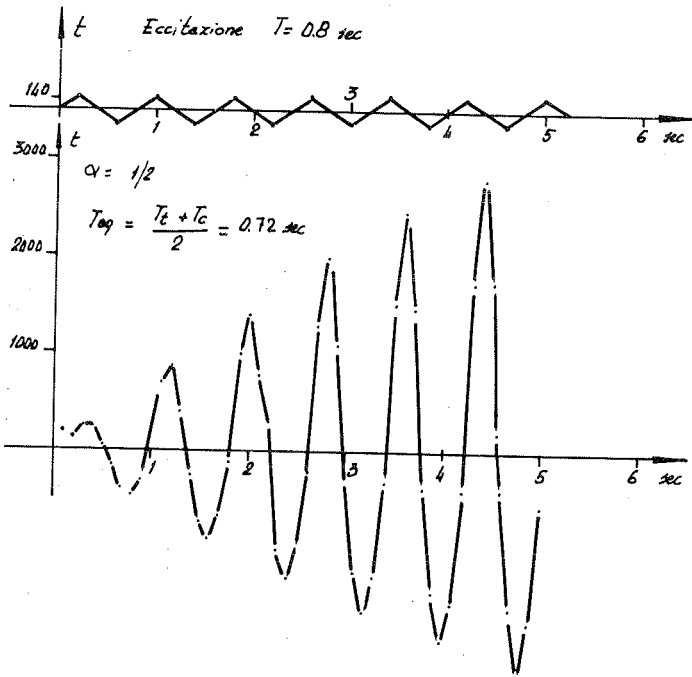
$${}^t[\hat{K}] = {}^t[K] + a_0 [M]$$

b) Formazione del vettore carichi efficaci (termini noti)

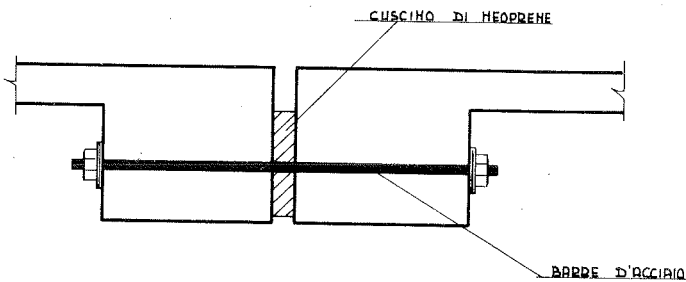
$${}^{t+\tau}\{\hat{R}\} = {}^t\{R\} (1 - \vartheta) + \vartheta {}^{t+\Delta t}\{R\} + \{M\} (a_2 {}^t\{\ddot{x}\} + a_3 {}^{t+\Delta t}\{\ddot{x}\}) - {}^t\{F\}$$



9 - Eccitazione esterna e risposta strutturale per  $\alpha = 1/10$ .



10 - Eccitazione esterna e risposta strutturale per  $\alpha = 1/2$ .



11 - Schema delle cerniere di collegamento.

c) Soluzione del seguente sistema rispetto agli incrementi di spostamento

$${}^{t+T}[\hat{K}] \{x^*\} = {}^{t+T} \{R\}$$

d) Calcolo accelerazioni, velocità e spostamenti

$${}^{t+\Delta t}\{\ddot{x}\} = a_6 \{\ddot{x}\} + a_7 {}^t\{\dot{x}\} + a_8 {}^t\{\ddot{x}\}$$

$${}^{t+\Delta t}\{\dot{x}\} = {}^t\{\dot{x}\} + a_9 ({}^{t+\Delta t}\{\ddot{x}\} + {}^t\{\ddot{x}\})$$

$${}^{t+\Delta t}\{x\} = {}^t\{x\} + \Delta t {}^t\{\dot{x}\} + a_{10} ({}^{t+\Delta t}\{\ddot{x}\} + 2 {}^t\{\ddot{x}\})$$

Applicando le equazioni suddette con i seguenti parametri:

$$\alpha = 0.5 \quad \alpha = 0.1$$

$$T_1 = 0 \quad T_2 = 5 \quad \Delta T = 0.05 \text{ sec.}$$

$$M = 1411 \text{ t}$$

$$K = 201000 \text{ t/cm}$$

sono state analizzate le risposte strutturali ad eccitazioni di frequenza diversa.

Nelle figure 9 e 10 sono riportati i diagrammi relativi a 2 casi particolarmente significativi, dai quali si può dedurre che:

1) Il sistema bilineare in esame, eccitato con una forzante periodica di periodo:

$$T_{eq} = \frac{T_1 + T_c}{2}$$

presenta una risposta tipica delle condizioni di risonanza.

$T_1$ : periodo fondamentale di un sistema perfettamente elastico, a 2 gradi di libertà, di rigidità  $K_1 = K$

$T_c$ : periodo fondamentale di un sistema perfettamente elastico, a 2 gradi di libertà, di rigidità  $K_c = K\alpha$

2) Dalla forma della risposta, quando l'eccitazione ha periodo  $T = T_{eq}$ , non sembra doversi connettere effetto smorzante alla diversa rigidità delle parti elastiche.

3) L'elevata deformabilità del neoprene conferisce al sistema un elevato periodo proprio, mentre la viscosità interna del neoprene conferisce un buon effetto smorzante.

Nel paragrafo seguente viene riportato il calcolo dinamico delle azioni sismiche longitudinali in un impalcato da ponte con sei campate.

#### 4. CALCOLO DINAMICO LONGITUDINALE DI UN IMPALCATO DA PONTE

Come esempio di calcolo consideriamo un ponte a sei campate con impalcato semplicemente appoggiati alle pile e collegati in serie tra loro con cerniere elastiche.

Le sei campate sono inoltre collegate ad una sola delle due spalle del ponte.

Il sistema elastico è schematizzabile come costituito da sei masse di impalcato di  $\frac{500}{9.81} \text{ t/g}$  ciascuna, collegate tra loro da molle.

Le cerniere di collegamento sono realizzate con cuscini di neoprene espanso, di sezione  $1,00 \text{ m}^2$ , e barre di armatura di sezione  $100,5 \text{ cm}^2$  ( $8 \text{ } \varnothing 40$ ) aventi lunghezza  $3,2 \text{ m}$  (fig. 11).



Adottando per il cuscinetto neoprene espanso si ottiene una elevata deformabilità assiale combinata con forte capacità di dissipazione d'energia.

Assumendo per il neoprene un modulo elastico  $E = 10 \text{ Kg/cm}^2$  (2) ricavato da misure sperimentali di accorciamento al 50%, in prova condotta con velocità costante di 5 mm/sec circa, si ha la rigidità di cuscinetto:

$$K_n = E_n \cdot A_n / S_n = 2,0 \cdot 10^4 \text{ Kg/cm}$$

essendo  $A_n$  l'area di sezione,  $S_n$  lo spessore di cuscinetto.

Per le barre d'acciaio si ha ( $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ ):

$$k_a = \frac{E_a \cdot A_a}{L} = 6,6 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}$$

La rigidità equivalente del sistema barre d'acciaio-cuscinetto di neoprene può essere calcolata dal periodo equivalente:

$$E_{\text{equivalente}} = \frac{T_t + T_c}{2}$$

con le notazioni già precedentemente indicate.

Si ottiene:

$$2/\sqrt{K_{\text{eq}}} = 1/\sqrt{K_a} + 1/\sqrt{K_n}$$

Dall'equazione di equilibrio dinamico

$$[M] \ddot{x} + [K] x = 0$$

si ricavano gli autovalori e gli autovettori riportati in tabella 1, relativi ai primi tre modi propri di vibrare.

In tabella è anche indicato il coefficiente di risposta  $R$ , calcolato in base alle vigenti normative sismiche italiane:

$$R = 0,862/T^{2/3}$$

TABELLA 1

Caratteristiche	I modo	II modo	III modo
Periodo (sec)	2,40	0,81	0,50
Coeff. di risposta (R)	0,48	0,99	1,00
Autovettore $\phi_1$	0,133	-0,368	-0,519
$\phi_2$	0,258	-0,551	-0,368
$\phi_3$	0,368	-0,457	0,258
$\phi_4$	0,457	-0,133	0,551
$\phi_5$	0,519	0,278	0,133
$\phi_6$	0,551	0,519	-0,457

Nella fig. 12 sono rappresentate le deformate dinamiche dei primi tre modi di vibrare. In base agli autovettori si possono ricavare i coefficienti di partecipazione che, per masse uguali, sono dati dalla relazione:

$$\gamma_i^k = \phi_i^k \sum_r \phi_r^k / \sum_r \phi_r^{k2}$$

relativi al modo k-esimo di vibrare considerato. Lo schiacciamento massimo del neoprene, e l'allungamento massimo delle barre di acciaio possono essere calcolati uguagliando la massima energia cinetica e la massima energia potenziale del sistema elastico.

(2) Valori forniti dalla FIP - Padova.

L'energia cinetica massima si scrive come è noto, per il modo k-esimo di vibrare

$$\xi_{\text{cinetica}} = \frac{1}{2} m \sum S_{vi}^{k2}$$

essendo la sommatoria estesa alle masse del sistema, nel nostro caso 6.

La velocità spettrale  $S_{vi}^k$  della massa i-esima, nel modo di vibrare k-esimo è data dalla relazione

$$S_{vi}^k = \gamma_b^k R^k S_a^k / \omega^k$$

essendo  $R^k$  il coefficiente di risposta del modo k-esimo di vibrare, ed  $S_a^k = 0,1 \cdot g$  l'accelerazione di progetto per zone di prima categoria.

L'energia potenziale elastica si scrive, per le barre di acciaio, e sempre per il modo k-esimo di vibrare:

$$\xi_{\text{potenziale}} = \sum k_a (S_{di}^k - S_{d(i-1)}^k)^2 / 2 = k_a S_d^{k2} \sum (\gamma_i - \gamma_{i-1})^2 / 2$$

ponendo

$$S_{di}^k = \gamma_i S_d^k$$

L'energia potenziale elastica, per il cuscinetto di neoprene si scrive in forma analoga con l'unica sostituzione della rigidità  $k_n$  alla rigidità  $k_a$ .

Si può subito osservare che è:

$$\frac{S_d^{(k)} \text{ acciaio}}{S_d^{(k)} \text{ neoprene}} = \frac{k_n^{1/2}}{k_a^{1/2}}$$

cioè le deformazioni di acciaio e neoprene stanno fra loro nel rapporto inverso delle radici di rigidità.

Uguagliando l'energia cinetica all'energia potenziale elastica, sia delle barre di acciaio, sia dei cuscinetti di neoprene, si possono ricavare i valori di spostamento per ciascuno dei tre modi di vibrare: i tre valori vengono poi tra loro combinati in quadratura.

Nel nostro caso si ha, per le barre di acciaio del collegamento tra la spalla e il primo impalcato:

$$S_{d1} \text{ totale acciaio} = (\sum S_{d1}^{(k)2})^{1/2} = 0,652 \text{ cm}$$

$$\sigma \text{ acciaio} = 4.320 \text{ Kg/cm}^2$$

per il cuscinetto di neoprene si ha:

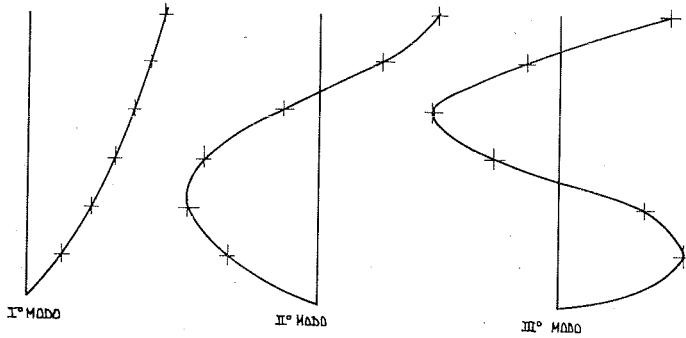
$$S_{d1} \text{ totale neoprene} = 3,76 \text{ cm}$$

$$\sigma \text{ neoprene} = 7,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Per ridurre la tensione nelle barre di acciaio è necessario aumentare la lunghezza; l'elevata tensione di trazione non corrisponde per altro ad un rischio di collasso se l'acciaio ha buona capacità di deformazione plastica per trazione. E' perciò poco conveniente adottare per le barre, un acciaio tipo Diwidag anche se di resistenza a trazione molto elevata.

Poiché l'area della sezione trasversale delle barre tese può essere fatta variare entro limiti relativamente estesi senza che la tensione massima in esse sia influenzata in modo rilevante, è necessario stabilire comunque un criterio di dimensionamento fissando un livello di forza orizzontale che le barre stesse devono sopportare.

Con le dimensioni dell'esempio citato, l'area di sezione trasversale è sufficiente a sopportare una forza orizzontale pari al 5% del peso complessivo degli impalcati senza che la tensione superi il livello di 1600 Kg/cm<sup>2</sup>.



12 - Deformate dinamiche.

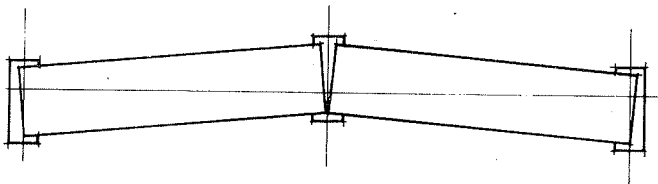
### 5. AZIONI SISMICHE TRASVERSALI

Le azioni sismiche trasversali vengono, di solito, sopportate dalle pile.

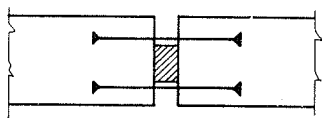
Nel caso di pile fondate, mediante palificata, su terreno soffice, è necessario valutare il periodo proprio del sistema considerandolo come costituito da due oscillatori posti in serie: lo strato di terreno e la pila, con la massa dell'impalcato concentrata all'estremità superiore.

Spesso pile attigue, di uno stesso viadotto, possono avere periodi di oscillazione trasversale nettamente diversi, a causa della diversa fondazione o della diversa altezza.

Per questo motivo può capitare che, durante le oscillazioni indotte nella struttura da un evento sismico, due pile attigue si trovino in controfase; da quanto detto deriva la necessità di disporre i cuscini di neoprene, tra un impalcato ed il successivo, in modo da consentire il movimento mutuo tra i due impalcati appoggiati sulla stessa pila.



13 - Esempio di oscillazioni in controfase.



14 - Esempio di disposizione di cuscini di neoprene, in grado di consentire le oscillazioni in controfase.

Il periodo proprio di pile fondate su terreno roccioso può essere calcolato facilmente con le formule del pendolo invertito; ciò è giustificato dal fatto che, di solito, la massa dell'impalcato è preponderante rispetto alla massa della pila.

Limitando l'analisi al campo elastico, non si hanno grandi differenze tra il calcolo « statico » ed il calcolo « dinamico », ed è relativamente agevole sopportare forze orizzontali dell'ordine del 10% dei pesi.

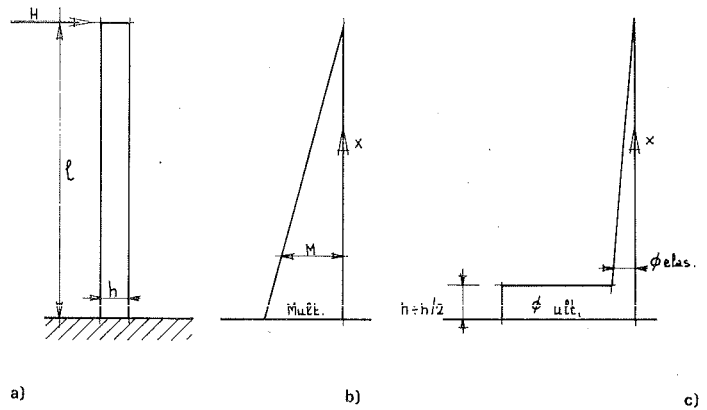
La corretta progettazione di una pila da ponte non può, tuttavia, prescindere da una analisi sulla sua duttilità.

La deformabilità plastica di una pila e, quindi, la sua duttilità, dipendono, in gran parte, dalla ampiezza della zona plasticizzata, alla base della pila stessa.

Da indagini sperimentali su elementi presso-inflessi in c.a., si può concludere che l'ampiezza della zona plasticizzata è compresa tra  $H$  e  $H/2$ , essendo  $H$  l'altezza della sezione presso-inflessa [6].

Una valutazione più precisa dell'ampiezza suddetta si può ottenere in base ad un calcolo teorico fondato sui diagrammi momenti-curvature di sezioni presso-inflesse [7]

$$\bar{\epsilon} = \int_0^l (1 - x) \Phi dx$$

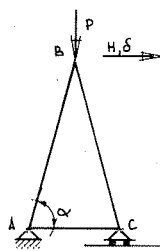


15 - Mensola, caricata lateralmente, allo stato limite ultimo. a) Mensola; b) Diagramma del momento flettente; c) Diagramma approssimativo delle curvature.

Come norma pratica di progettazione, conviene aumentare l'armatura e la staffatura alla base della pila e disporre l'armatura in maniera il più possibile distribuita.

Una tipologia di pila da ponte interessante è quella a « cavalletto ».

Il diagramma  $(H, \delta)$  per la struttura di fig. 16 può essere del tipo della fig. 17.

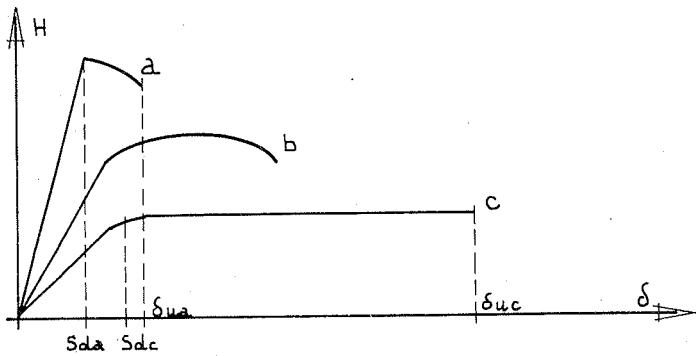


P: reazione verticale trasmessa dall'impalcato da ponte.

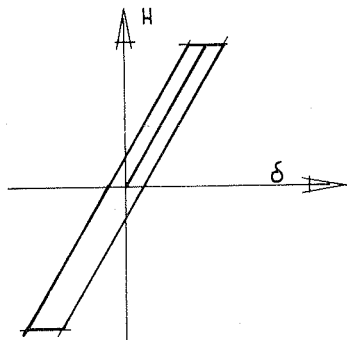
H,  $\delta$ : rispettivamente, forza orizzontale e relativo spostamento.

16 - Schema statico di pila a « cavalletto ».

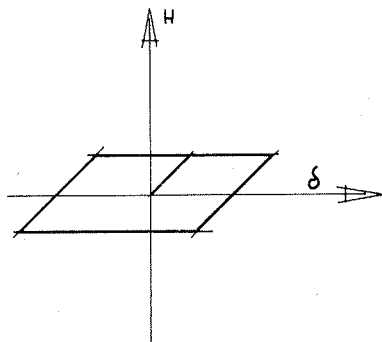
Il diagramma del tipo c) corrisponde ad una struttura « duttile », ad una struttura cioè che, raggiunta la massima forza orizzontale assorbibile, è capace di trasmettere invariata questa forza all'aumentare dello spostamento orizzontale. Il diagramma tipo a) corrisponde invece ad una struttura « fragile », ad una struttura cioè che, raggiunta la massima capacità portante, presenta una successiva notevole diminuzione di quest'ultima all'aumentare della cur-



17 - Tipologia dei diagrammi forza-spostamento per una pila a «cavalletto».



18 - Struttura fragile.



19 - Struttura duttile.

vatura; il diagramma tipo b) corrisponde infine ad una struttura che presenta un comportamento intermedio.

I cicli dinamici che una pila a «cavalletto» subisce per effetto di un evento sismico hanno, qualitativamente gli andamenti delle figg. 18 e 19.

L'energia dissipata ad ogni ciclo, è proporzionale all'area contenuta all'interno del diagramma di isteresi (figg. 18 e 19).

La struttura tipo a), pur avendo una capacità portante molto maggiore della struttura tipo c), presenta un ciclo di isteresi con un'area minore, e quindi è meno idonea a dissipare l'energia sviluppata dall'evento sismico.

Inoltre indicando con

$\delta_{ua}$  lo spostamento orizzontale ultimo della sommità della pila nel caso di struttura fragile (tipo a)

$\delta_{uc}$  lo stesso spostamento, nel caso di struttura duttile (tipo c)

$S_{da}$  lo spostamento orizzontale massimo indotto dal sisma di progetto nella struttura fragile (tipo a)

$S_{dc}$  lo stesso spostamento nel caso di struttura duttile (tipo c)

risulta:

$$S_{dc} \geq S_{da} \quad \delta_{uc} \gg \delta_{ua} \quad \frac{\delta_{uc}}{S_{dc}} > \frac{\delta_{ua}}{S_{da}}$$

In altri termini la struttura duttile presenta un coefficiente di sicurezza rispetto agli spostamenti sismici, molto maggiore della struttura fragile.

La stessa cosa non si può dire per la struttura tipo a).

Le considerazioni suddette sono di tipo del tutto generale, sono applicabili a qualunque struttura e dimostrano l'importanza della duttilità nel comportamento sismico strutturale.

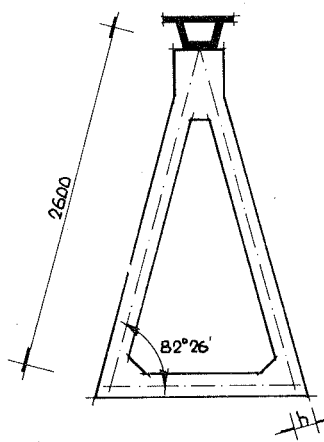
Volendo determinare la duttilità e quindi il diagramma (H,  $\delta$ ) nel caso particolare di una pila a «cavalletto», si nota che, al crescere della forza orizzontale H, sono individuabili tre regimi di comportamento:

1)  $H \leq P/\text{tg}\alpha$ : le aste AB e BC sono entrambe comprese nei casi di pratica applicazione, lo schema reticolare dà ottimi risultati (qualche % di differenza rispetto allo schema a nodi rigidi, cioè al telaio).

2)  $P/\text{tg}\alpha < H \leq P/\text{tg}\alpha + 2 A_a R_{ak} \cos \alpha$ : l'asta AB è tesa, reagiscono le sole armature metalliche, il calcestruzzo teso è in grado di collaborare con le armature tra una fessura e la successiva, per questo motivo, in prima approssimazione, la rigidità della struttura può essere valutata assegnando all'asta tesa un modulo elastico ridotto rispetto a quello assegnato all'asta compressa.

Nei casi di applicazione pratica lo schema reticolare dà dei risultati ottimi.

3)  $H > P/\text{tg}\alpha + 2 A_a R_{ak} \cos \alpha$ : a questo punto lo schema reticolare, considerato finora, consentirebbe degli spostamenti elevatissimi; si mobilita quindi l'ultima riserva di resistenza della struttura, che è rappresentata dal comportamento a nodi rigidi (telaio). Il collasso avviene infatti, per schiacciamento del calcestruzzo all'estremità di base dell'asta BC.



20 - Esempio di pila a «cavalletto».

$R'_{bk}$	=	350 kg/cm <sup>2</sup>
$R_{bk}$	=	4.400 kg/cm <sup>2</sup>
E	=	18.000 $\sqrt{R'_{bk}} = 337.000$ kg/cm <sup>2</sup>
P	=	1.200 t
b	=	140 cm
h	=	180 cm
$A_a$	=	$A'_a = 1PP$ cm <sup>2</sup>

Vediamo ora un esempio numerico di valutazione del diagramma  $(H, \delta)$ .

1) Completa decompressione dell'asta AB

$$H_1 = P/\operatorname{tg}\alpha = 163 \text{ t.}$$

$$\delta_1 = 1.59 \text{ cm}$$

2) Completo snervamento delle armature metalliche dell'asta AB:

$$H_2 = H_1 + 2 A_a R_{ak} \cos \alpha = 163 + 118 = 281 \text{ t.}$$

Per tener conto della fessurazione nell'asta AB, si assume un modulo elastico pari ad 1/10 di quello dell'asta BC.

$$\delta_2 = \delta_1 + 4.75 = 1.59 + 4.75 = 6.34 \text{ cm.}$$

3) Stato limite ultimo nella sezione di base dell'asta BC.

$$N = P/\operatorname{sen} \alpha + A_a R_{ak} = 1207 + 440 = 1651 \text{ t.}$$

$$\nu = \frac{N}{bhR_{bk}} = \frac{1651000}{140 \times 180 \times 350} = 0.19$$

$$\omega = \frac{A_a R_{ak}}{bhR'_{bk}} = \frac{100 \times 4400}{140 \times 180 \times 350} = 0.05$$

$\mu(\nu, \omega) = 0,12$  } dalle tabelle contenute in [7]. Considerando una ampiezza di zona plasticizzata pari ad  $h$ .

$\varphi(\nu, \omega) = 0,014$  }

$$\Delta M = \mu bh^2 R'_{bk} = 0,12 \times 140 \times 180^2 \times \frac{0,350}{100} = 1905 \text{ t. m}$$

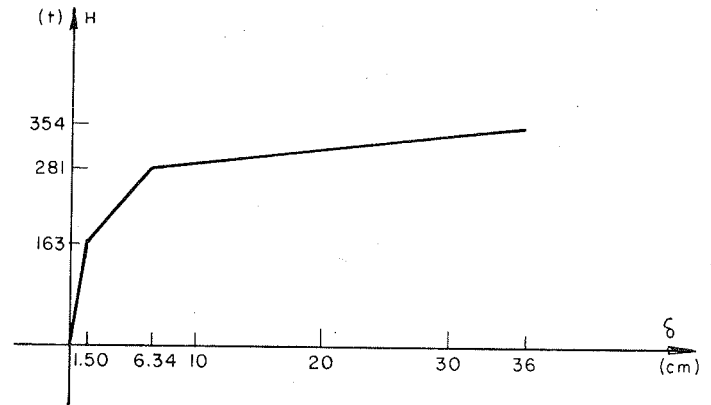
$$H_3 = H_2 + \frac{\Delta M}{l} = 281 + 73 = 354 \text{ t}$$

$$\delta_3 = \varphi_u l \operatorname{sen} \alpha = 36 \text{ cm}$$

Analizzando la fig. 21 si osserva:

$$K_1 = \frac{H_1}{d_1} \quad T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_1}}$$

$$K_3 = \frac{H_3}{d_3} \quad T_3 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_3}}$$



21 - Diagramma  $(H, \delta)$  per la struttura di fig. 20.

Le plasticizzazioni, che intervengano allo stato limite ultimo, aumentano a tal punto il periodo proprio, da ridurre notevolmente le accelerazioni strutturali. E' questo un ulteriore motivo per consigliare strutture duttili in zona sismica.

Considerando i grossi vantaggi apportati dalla duttilità, appare sconsigliabile l'introduzione di un diaframma sottile in c.a. tra le aste AB e BC (fig. 20). Tale diaframma aumenta notevolmente la capacità portante della pila agli effetti orizzontali, ma, d'altro canto, ne aumenta anche la rigidità, riducendo lo spostamento plastico e, quindi, a conti fatti, risulta non conveniente.

## 6. CONCLUSIONI

La progettazione di ponti in zona sismica non può prescindere dall'analisi dinamica strutturale, almeno per le strutture di una certa importanza.

L'analisi dinamica deve, inoltre, essere estesa oltre il campo elastico verificando la duttilità della struttura alla quale è, in ultima analisi, connessa la capacità di sopportare azioni sismiche superiori ai limiti di progetto.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] N.M. NEWMARK, ROSENBLUETH E.: « Fundamentals of Earthquake engineering » Ed. Prentice-Hall 1971.
- [2] COMMISSIONS DES RÈGLES PARASISMIQUES: « Règles parasismiques 1969 et annexes » Ed. Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics. Ottobre 1970.
- [3] J.H. GATES: « California's seismic design criteria for bridges ». Journal of the structural division. Dicembre 1976.
- [4] DYCKEROFF & WIDMANN: « Il ponte sulla "Pine Valley" in

- California ». Industria Italiana del Cemento. Giugno 1976.
- [5] K. BATHE, WILSON E., IDING R.: « A structural analysis program for static and dynamic response of non linear systems ». University of California, Berkeley. Febbraio 1974.
- [6] R. PARK, PAULAY T.: « Reinforced concrete structures » Ed. John Wiley & sons. 1975.
- [7] C.E.B.: Bulletin d'information n. 101. Structures hyperstatiques. Documents de travail 1974.

# La presollecitazione nel consolidamento delle costruzioni: un progetto per il rinforzo di un vecchio ponte in cemento armato ed uno studio per il consolidamento delle fondazioni del Palazzo di Giustizia di Roma

Comunicazione del Prof. Ing. Giorgio Croci (\*)

## 1. PREGI E DIFETTI DELLA PRESOLLECITAZIONE

1.1. L'introduzione di un sistema di forze artificialmente imposte ad una struttura può risultare conveniente in alcuni problemi di consolidamento di costruzioni, dissestate o che debbano essere rese in grado di sopportare degli incrementi di carico.

I mezzi per generare queste forze sono numerosi e possono impiegare sia le tecniche tipiche del cemento armato precompresso (cavi, barre, trefoli..., da inserire nell'ambito della struttura), sia catene, cerchiature, tiranti, martinetti, manicotti...

1.2. I vantaggi della presollecitazione sono evidenti:

— si possono immediatamente ottenere delle forze direttamente contrarie rispetto a quelle che sono causa del dissesto (tiranti pretesi per l'ancoraggio di un muro di sostegno che cede...),

— si possono ridistribuire le forze trasferendole ad elementi più idonei a sopportarle, modificando lo schema statico di insieme (tiranti pretesi di collegamento dell'estremità di uno sbalzo a travi o solai superiori...),

— si possono mettere immediatamente in carico nuove porzioni di fondazione (martinetti per l'imposizione di azioni mutue prestabilite nell'allargamento di una platea, martinetti per mettere in forza dei pali di una sottofondazione...),

— si può incrementare direttamente la resistenza di una trave (armature pretese aggiunte...) od indirettamente quella di un pilastro impedendone l'espansione laterale (cerchiature pretese...),

— si possono realizzare efficaci collegamenti e solidarizzazioni con nuovi elementi di rinforzo inseriti in una costruzione.

Tutti questi interventi « attivi » rispetto a quelli corrispondenti « passivi », cioè senza pretensione, sono caratterizzati dal generare immediatamente quelle forze che altrimenti si svilupperebbero interamente od in parte solo in seguito ad ulteriori deformazioni, cioè solo dopo una 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...).

La presollecitazione infine, oltre a tecnica di consolidamento o rinforzo, può essere a volte anche un sistema efficace per eliminare la causa del dissesto stesso; è questo ad esempio il caso di movimenti di una costruzione provocati da una disuniforme distribuzione delle pressioni in un suolo cedevole: il precarico di opportune zone di suolo circostante, con piastre contrastate al suolo stesso con tiranti pretesi ancorati in profondità, può limitare le disuniformità delle pressioni ed arrestare i cedimenti differenziali.

1.3. La presollecitazione tuttavia non può essere impie-

(\*) Titolare del Corso di Principi di Progettazione Strutturale nella Facoltà di Ingegneria di Roma.

gata indiscriminatamente nel risolvere dei problemi di consolidamento o di rinforzo, non solo per il costo e per le difficoltà spesso legate alla sua realizzazione, ma soprattutto per l'influenza a volte negativa che queste forze e deformazioni imposte possono avere su tutta la costruzione nel suo insieme.

— Quando vi sono degli elementi non strutturali importanti (tamponature, parapetti massicci...) si deve tener conto dell'influenza delle deformazioni imposte su questi elementi, od eventualmente renderli provvisoriamente indipendenti dalla struttura principale, per consentire che la presollecitazione si trasferisca effettivamente su questa;

— quando la struttura è iperstatica occorre, come ben noto, tener conto delle sollecitazioni « indirette » che si generano anche negli elementi non direttamente presollecitati; ciò rende spesso incerto l'effetto della presollecitazione in murature che sono sempre ad elevatissimo grado di iperstaticità.

Occorre tener conto inoltre dell'alterazione della distribuzione delle rigidità conseguenti alla presollecitazione;

— 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 a queste e siano tali da non generare delle anomale concentrazioni di sforzi in altre parti della costruzione; 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;

— quando alcuni elementi interessati dalla presollecitazione sono suscettibili di sensibili deformazioni di tipo viscoso, gli effetti della presollecitazione possono perdersi nel tempo; questo può essere il caso ad esempio della presollecitazione delle fondazioni in un suolo limo-argilloso; l'impiego di « martinetti mobili », collegati cioè mediante un circuito oleodinamico 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;

— quando le cause del dissesto non sono chiaramente individuate la presollecitazione può risultare nel tempo non solo inutile, ma dannosa; le sollecitazioni corrispondenti infatti si potrebbero sommare, anziché sottrarre, con quelle che l'evoluzione del dissesto provocherà in futuro.

1.4. In conclusione la presollecitazione può rappresentare un sistema efficace di prevenzione, consolidamento, rinforzo, consentendo di introdurre delle forze aggiuntive opportunamente prefissate; queste forze tuttavia, accompagnate dalle corrispondenti deformazioni imposte, si ripercuotono in genere su tutta la costruzione ed in questo contesto globale deve essere valutata pertanto l'effettiva convenienza d'impiego.

Queste considerazioni ad ogni modo sono del tutto generali e ben poco aggiungono, salvo qualche spunto di riflessione, alle conoscenze di chi si interessi di questi problemi; solo quando si passa alla soluzione concreta dei problemi delle costruzioni, si evidenziano invece le reali

difficoltà nel capire i fenomeni spesso complessi che hanno portato al dissesto, nel prevedere correttamente il nuovo modo in cui si comporterà la struttura consolidata, e nel risolvere i problemi legati alla effettiva realizzazione dell'intervento.

## 2. UN PROGETTO DI RINFORZO PER UN VECCHIO PONTE IN CEMENTO ARMATO

### 2.1. La situazione attuale

Il ponte è costituito da una travata tipo Gerber su quattro appoggi, con due sbalzi in corrispondenza delle spalle ed una campatina appoggiata al centro (fig. 1).

Le manifestazioni visibili sono soprattutto di degradazione dei materiali e precisamente:

— degradazione del calcestruzzo dovuta ad una qualità scadente ed alla elevata porosità che ha consentito agli agenti atmosferici (soprattutto l'elevata umidità presente sopra un fiume) di penetrare all'interno della massa di conglomerato; la degradazione coinvolge essenzialmente la parte più superficiale;

— corrosione parziale del ferro dovuta alla ridotta protezione del calcestruzzo degradato; la corrosione dell'armatura a sua volta, per l'aumento di volume, è causa di distacco dalle scaglie superficiali di calcestruzzo e quindi di ulteriore degradazione;

— degradazione dei giunti e di alcuni apparecchi di appoggio, in cui si nota un rifluimento del piombo per schiacciamento.

I segni di dissesto sono rappresentati da una diffusa fessurazione del calcestruzzo, anche se le fessure non sono molto ampie e spesso limitate alla parte più superficiale.

Una serie di prelievi mediante carotaggio di provini cilindrici ha consentito di controllare poi il modulo elastico del calcestruzzo e la tensione di rottura.

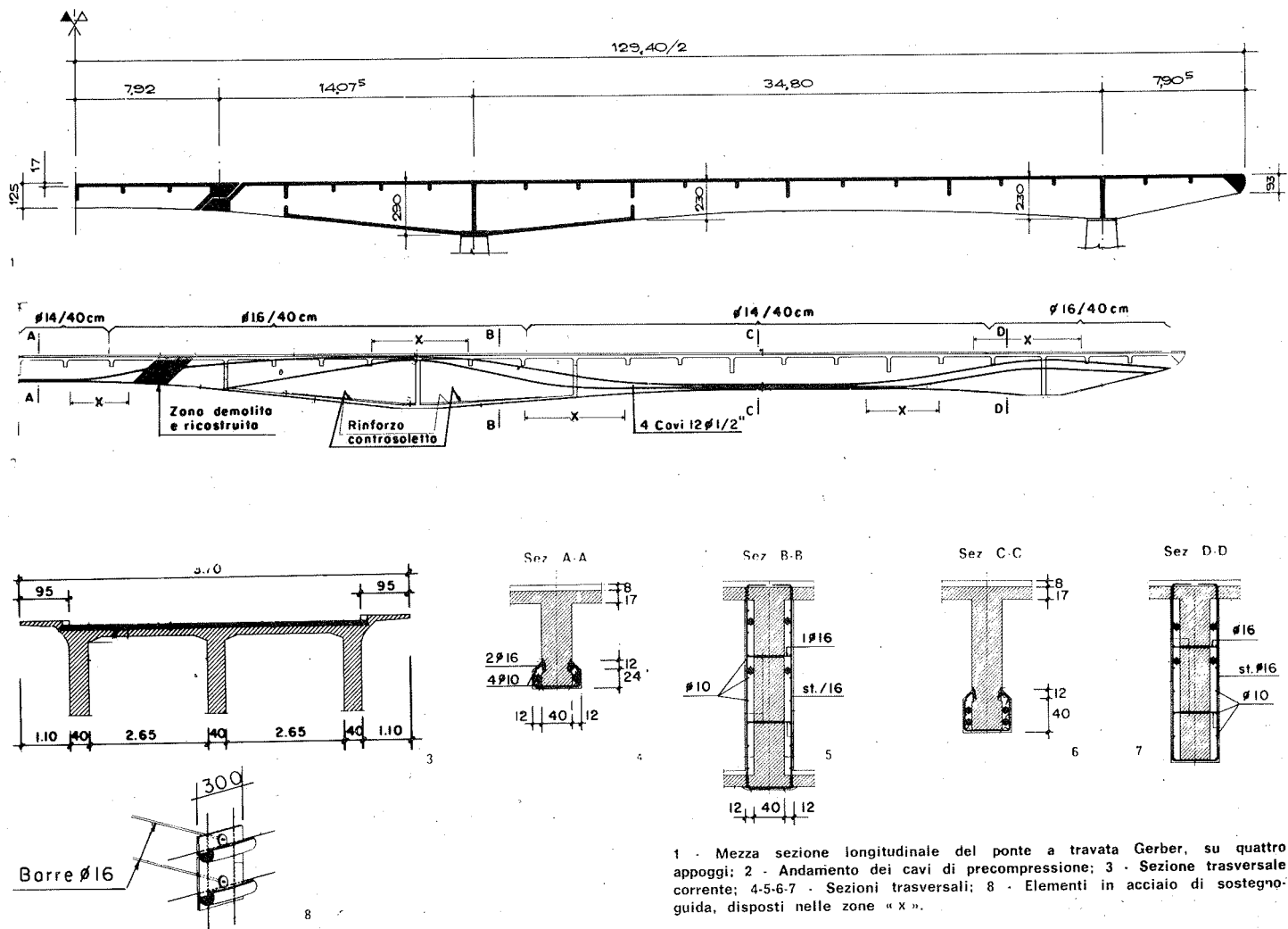
Dal quadro generale che si è venuto formando è risultata una struttura degradata, ma non irrecuperabile; lo studio dell'intervento è stato tuttavia condizionato da un altro aspetto importante, e cioè l'esigenza di trasformare la strada da 2ª categoria a 1ª categoria, con sensibile incremento dei carichi.

### 2.2. La proposta di consolidamento e rinforzo

Mentre le degradazioni e i dissesti potevano essere affrontati con lavori di consolidamento, ripristinando essenzialmente l'integrità del calcestruzzo superficiale, salvo effettuare qualche rinforzo locale d'armatura, l'aumento dei carichi ha richiesto di cercare delle soluzioni che assicurassero anche un sensibile incremento di resistenza.

Le strade da seguire, come in ogni lavoro di restauro, erano diverse; restava tuttavia in ogni caso il problema dell'incremento di deformazione che si avrebbe avuto all'entrata in carico dei nuovi elementi integrativi e il conseguente incremento di sforzo che si sarebbe verificato nelle strutture già sollecitate ad alti tassi di lavoro in relazione alla propria resistenza.

In questo contesto l'impiego di una presollecitazione è apparso concettualmente come la strada più valida, proprio per far sì che non solo nuovi rinforzi intervenissero nella



1 - Mezza sezione longitudinale del ponte a travata Gerber, su quattro appoggi; 2 - Andamento dei cavi di precompressione; 3 - Sezione trasversale corrente; 4-5-6-7 - Sezioni trasversali; 8 - Elementi in acciaio di sostegno-guida, disposti nelle zone "x".

resistenza finale, ma che anche le vecchie strutture fossero alleggerite rispetto allo stato tensionale attuale. Il concetto di carichi equivalenti alla presollecitazione ha meglio chiarito poi il ruolo della presollecitazione stessa, affidando ad essa proprio l'incremento di carico che si avrebbe avuto in futuro: se si sceglie infatti un carico equivalente mediante eguale e contrario all'aumento del peso proprio per i rinforzi ed all'aumento del carico accidentale, non solo nelle condizioni future di massimo carico si avrà una situazione analoga a quella attuale, ma in ogni altra condizione si avrà una struttura assai meno caricata di quanto attualmente si verifichi per il solo peso proprio (salvo il leggero incremento di sforzo assiale, del resto benefico, corrispondente alla precompressione).

Stabilito il criterio d'intervento si è posto immediatamente il problema tecnologico sulle modalità di applicazione della presollecitazione; dopo diversi studi il sistema più idoneo è apparso quello di disporre due cavi di grosso diametro sull'esterno delle facce dell'anima, conglobati poi in un getto sagomato secondo l'andamento dei cavi stessi, e collegati alla struttura mediante delle apposite staffe in grado di assorbire anche le azioni derivanti dalla loro curvatura.

I disegni riportati nelle figg. 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, illustrano la disposizione dei cavi e dei ringrossi dell'anima.

Gli interventi nel loro insieme possono così descriversi:

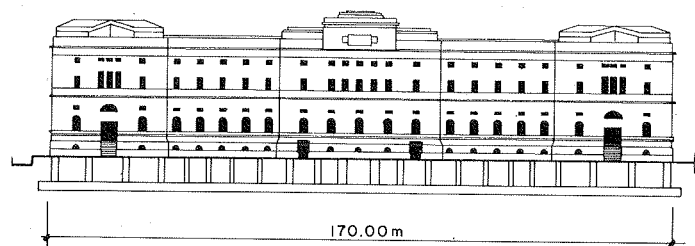
- abrasione meccanica delle superfici delle travi, mediante sabbatura, in modo da asportare le parti degradate;
- asportazione di tutta la pavimentazione della soletta;
- sollevamento della campatina centrale e sostituzione dei vecchi appoggi con nuovi in neoprene;
- posa in opera di giunti a pettine, tipo FIP, tra le spalle e l'impalcato;
- applicazione di cavi da precompressione (12 trefoli da 1/2") e di piastre in acciaio per il collegamento lungo l'anima delle travi;
- posa in opera delle armature di rinforzo in acciaio ad aderenza migliorata in soletta e nell'anima delle travi;
- pretensione dei cavi;
- getto di 12 cm per parte sulle due facce dell'anima delle travi secondo la configurazione indicata in figura;
- risanamento dei lembi inferiori delle travi, ove il coprifermo è distaccato od inefficiente, con iniezioni di resine tali da assicurare l'aderenza tra armatura e calcestruzzo;
- impermeabilizzazione dell'impalcato e sistemazione dello scarico delle acque piovane.

### 3. UN PROGETTO PER IL CONSOLIDAMENTO DEL PALAZZO DI GIUSTIZIA IN ROMA (1)

#### 3.1. La situazione attuale

Il Palazzo, in muratura, è stato costruito verso la fine dell'800 su una platea in conglomerato magro poggiante su terreno eterogeneo in cui sono presenti in diverse percentuali sabbia, limo ed argilla, fino a raggiungere, a circa 50 m di profondità, le argille plioceniche.

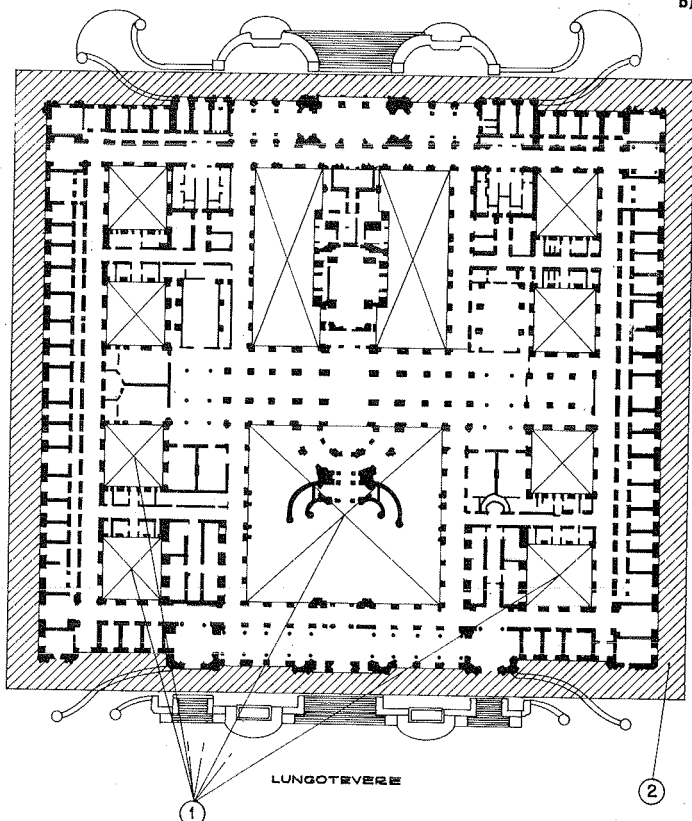
(1) Lo studio è stato svolto in collaborazione, tra il Prof. Ing. Silio Colombini, l'Istituto Geotecnico Italiano e l'autore per conto dell'impresa G. Manfredi. Il Palazzo è situato tra il Tevere e Piazza Cavour. Sulla base di questo progetto e di quello sviluppato dalla Soc. Fondedile è stato poi compilato il progetto definitivo attualmente in fase di esecuzione da parte della S.C.A.R.



a)

9 - Palazzo di Giustizia di Roma: a) Prospetto; b) Pianta: asportazione del terreno ed allargamento della base fondale. La terra è asportata anche all'interno dell'edificio stesso ove ricopre la platea attuale fino al calpestio del piano terreno.

b)



Legenda 1 - Cortili interni da scavare ed alleggerire asportando la terra e sostituendola con una struttura scatolare in c.a.; 2 - Fasce esterne da scavare ed alleggerire asportando la terra e sostituendola con una nuova porzione di platea.

In figg. 9a e 9b sono rispettivamente riportati un prospetto ed una pianta dell'edificio.

I dissesti sono rappresentati da lesioni sostanzialmente verticali di ampiezza crescente verso l'alto, conseguenza di un movimento disuniforme del suolo, particolarmente sensibile tra la zona verso il Lungotevere e quella verso Piazza Cavour.

Alla formazione delle prime lesioni, come conseguenza di uno stato di deformazione eccessivo, sono seguiti dei distacchi delle lastre di rivestimento in travertino.

I cedimenti del suolo sono causati da un lato dalla variabilità del livello delle acque di falda (a loro volta influenzate dalla vicinanza dell'alveo del Tevere), dall'altro da un fenomeno di creep, che il controllo dell'evoluzione delle lesioni sulla struttura e le prove sul terreno hanno mostrato in via di stabilizzazione.

In particolare le prove di laboratorio hanno mostrato che una riduzione del carico sul suolo dell'ordine del 10% avrebbe assicurato il rapido esaurirsi del fenomeno stesso.

#### 3.2. La proposta di consolidamento

La proposta di consolidamento si articola su due direttrici: ridurre la pressione nel suolo, per arrestare i cedimenti; e conferire alla costruzione una certa capacità resistente, per essere in grado di assorbire quegli incrementi di sollecitazione corrispondenti alle residue deformazioni del suolo.

3.2.1. La riduzione delle pressioni nel suolo si può ottenere intervenendo in due modi (fig. 9b):

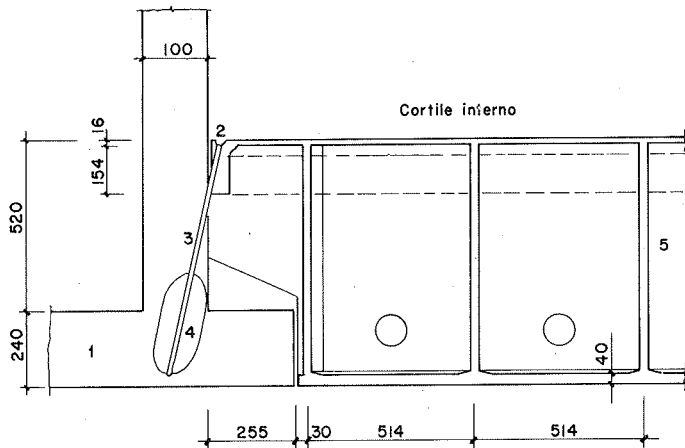
— riducendo il peso, mediante asportazione di un sensibile volume di terreno nei cortili interni, in una fascia lungo il perimetro esterno e negli scantinati ove circa 7 metri di terra ricoprono la platea fino alla quota del calpestio del piano terreno;

— allargando la base fondale, estendendo cioè la platea attuale alle zone ove si asporta il terreno (cortili interni e fascia perimetrale esterna).

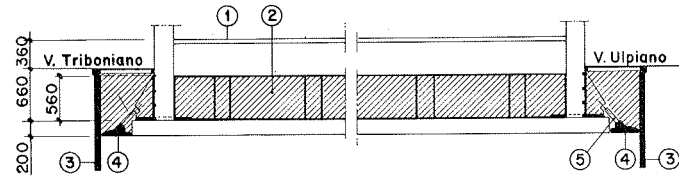
Affinché questi allargamenti del piano fondale siano completamente efficaci, cioè entrino immediatamente in carico senza ulteriori cedimenti e al tempo stesso non risentano delle disuniformità dovute alle fasi di costruzione, è previsto che il collegamento alle vecchie porzioni di platea avvenga in alcune zone mediante tiranti (fig. 10), in altre mediante martinetti (figg. 11, 14, 15) la cui pressione può essere regolata nel tempo fino ai valori voluti; per cautelarsi inoltre rispetto alle incertezze insite in qualsiasi dissesto dipendente dal suolo e da fenomeni di tipo viscoso, tutti questi elementi di presollecitazione sono collegati mediante un circuito oleodinamico a delle pompe da una centralina elettronica che registra automaticamente nel tempo le variazioni dello sforzo applicato e degli spostamenti relativi; è possibile così non solo controllare il comportamento del Palazzo durante e alla fine dei lavori, ma anche intervenire attivamente modificando la distribuzione delle pressioni sul suolo qualora le registrazioni mostrassero qualche discordanza con le previsioni progettuali (figg. 12, 13).

La presollecitazione delle nuove porzioni di platea di-

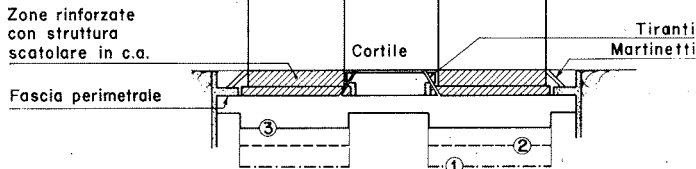




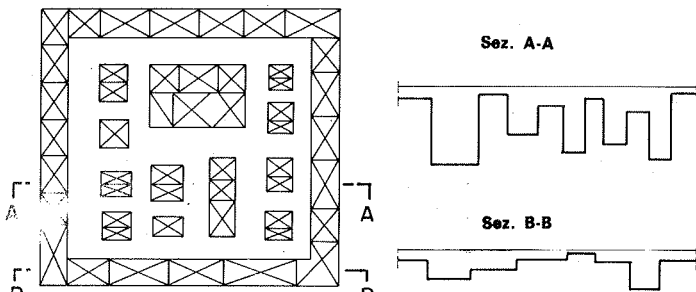
10 - Strutture scatolari in c.a. nei cortili interni e tiranti pretesi per l'ancoraggio con la vecchia platea. Legenda: 1 - Vecchia platea; 2 - Testata per la regolazione della tensione; 3 - Cavi di protezione; 4 - Zona di ancoraggio; 5 - Struttura scatolare in sostituzione del terreno asportato.



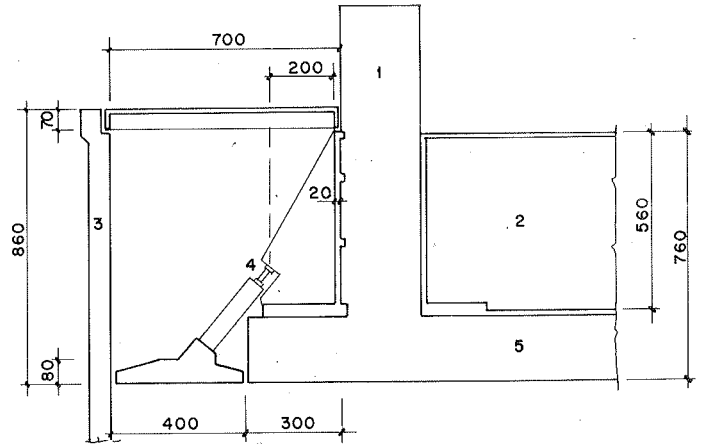
11 - Schema d'insieme dei rinforzi nella zona di fondazione del Palazzo di Giustizia di Roma ed inserimento dei martinetti nel collegamento con la fascia perimetrale. Legenda: 1 - 1° solaio; 2 - Nuova struttura scatolare di rinforzo; 3 - Paratia; 4 - Martinetti; 5 - Allargamento perimetrale della platea.



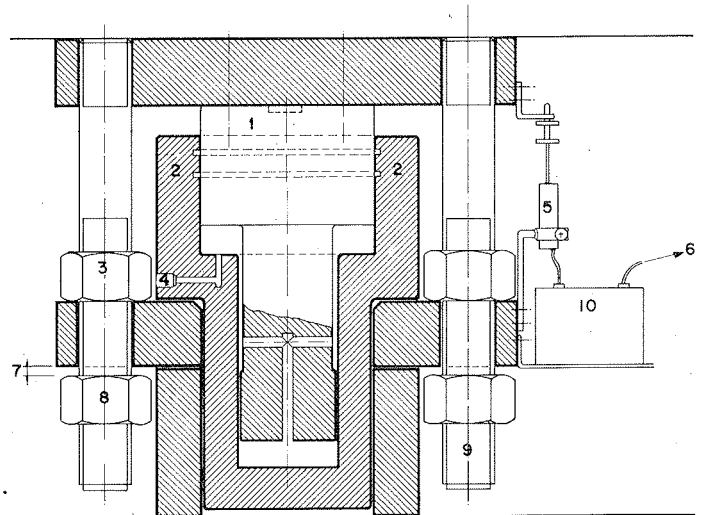
12 - Rappresentazione schematica di una sezione trasversale. Legenda: 1 - Pressioni attuali; 2 - Pressioni dopo l'alleggerimento; l'allargamento della platea non comporta nessuna riduzione delle pressioni a meno di importanti successivi cedimenti; 3 - Pressioni dopo la messa in carico (con cavi e martinetti) delle nuove parti di platea.



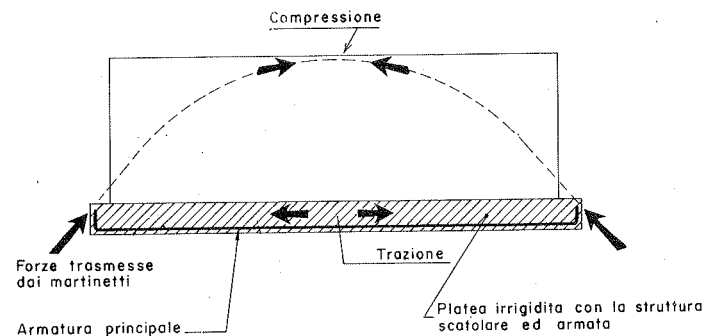
13 - Effetto delle fasi di lavorazione; in pianta sono indicate ipotetiche fasi di scavo per l'alleggerimento dei cortili e della fascia esterna; nelle sezioni sono rappresentati i diagrammi delle pressioni disuniformi a causa della successione dei lavori. I martinetti (ed i cavi nei cortili piccoli) servono appunto per regolare le pressioni man mano che i lavori procedono, in modo da avere sempre la coincidenza della risultante delle pressioni con il baricentro e, alla fine dei lavori, avere le pressioni il più uniforme possibile.



14 - Particolare delle fasce perimetrali di allargamento della platea e dei martinetti di presollecitazione. Legenda: 1 - Parete esterna dell'edificio; 2 - Nuova struttura scatolare in c.a. di rinforzo della fondazione; 3 - Paratia; 4 - Martinetto (v. particolare); 5 - Vecchia platea.



15 - Particolare del martinetto e delle viti di bloccaggio in caso di guasto del circuito oleodinamico. Legenda: 1 - Pistone; 2 - Cilindro; 3 - Dado di arresto meccanico in fase di « non ritorno»; 4 - Ingresso fluido oleodinamico; 5 - Trasduttore; 6 - Alla centralina elettronica; 7 - Regolazione corsa; 8 - Dado di arresto meccanico in estensione; 9 - N. 4 viti di regolazione capaci di assorbimento totale del carico; 10 - Amplificatore.



16 - Schema delle sollecitazioni indotte nella costruzione delle azioni corrispondenti ai martinetti nella fascia perimetrale.

tribuite lungo il perimetro esterno ha anche un'altra funzione, e cioè quella di indurre sul Palazzo delle forze di segno favorevole che, pur non avendo lo scopo di richiudere le lesioni formatesi (in massima parte irreversibili), ne contrastino tuttavia attivamente ogni ulteriore evoluzione (fig. 16).

Anche in questo problema pertanto, seppur in modo completamente diverso da quello del ponte precedentemente illustrato, la presollecitazione consente dei sensibili vantaggi, cioè la possibilità di eliminare le differenze di pressioni conseguenti alla successione dei lavori (fig. 13), di regolare le pressioni, a lavori ultimati, secondo i valori ottimali risultati dai calcoli, di generare delle forze che « tendono » a richiudere le lesioni (fig. 16), di eliminare qualsiasi ulteriore cedimento, di rendere possibile il controllo nel tempo e l'esecuzione di eventuali « correzioni ».

3.2.2. Il conferimento alla costruzione di una certa capa-

rità di resistere ad ulteriori assestamenti del suolo, come abbiamo accennato, è l'altro aspetto caratterizzante questo progetto; a tale scopo è prevista, in corrispondenza del piano scantinato, ove è asportata la terra, una struttura scatolare in cemento armato, già indicata nella fig. 11, resa monolitica mediante delle chiodature ed armature passanti attraverso la muratura. Nel complesso risulta così, sovrapposto e collegato alla vecchia platea in muratura, un piastrone cellulare di notevole resistenza, ai cui bordi agiscono le azioni trasmesse dai tiranti e martinetti di cui si è già detto; l'effetto di queste forze, che sulla platea sono dirette verso l'alto, è particolarmente favorevole anche sotto questo punto di vista, in quanto, mettendo in trazione la parte inferiore, opportunamente armata, della nuova struttura scatolare, coinvolgono nella resistenza a compressione i piani alti dell'edificio ove, in questa fase di lavori, non si effettua alcun intervento (fig. 16).

# La degradazione del calcestruzzo in manufatti autostradali: ripristini con malte speciali

Comunicazione di:

Dott. Vito Alunno Rossetti (\*)

Dott. Ing. Gabriele Camomilla (\*\*)

## 1 - LA DEGRADAZIONE DEL CALCESTRUZZO

I fenomeni di degradazione dei materiali da costruzione e delle strutture, e in particolare del calcestruzzo, vanno oggi acquistando crescente importanza; certamente questi fenomeni si sono verificati in misura considerevole anche nel passato: tuttavia due fattori capaci di esaltarli sono sicuramente cambiati, e precisamente:

— grado di aggressività dell'ambiente, che, principalmente a causa dell'immissione di inquinanti di varia natura, è aumentato notevolmente (si veda ad esempio Bick-zok [1]);

— sollecitazioni imposte ai materiali nelle strutture, che sono aumentate anch'esse in misura considerevole.

E' per questo motivo che l'interesse dei progettisti e dei tecnologi del calcestruzzo per i fenomeni di degradazione ha avuto un notevole risveglio, come è mostrato ad esempio dall'annuncio della prima conferenza internazionale sulla durezza dei materiali ed elementi di costruzione di Ohawa.

### 1.1 - Cause di degradazione del calcestruzzo

Le cause di degradazione del calcestruzzo sono certamente molteplici e l'azione di due o più di esse è spesso concomitante. Ai fini di una schematizzazione sembra opportuno distinguere tre tipi principali di cause di degradazione e precisamente: chimiche, fisiche e meccaniche.

Le cause chimiche di degradazione consistono nell'azione che alcune sostanze possono esercitare sui costituenti della pasta di cemento, alterandone le proprietà, così da produrre un decadimento nelle prestazioni.

Tali sostanze possono provenire dall'ambiente in cui il calcestruzzo lavora, come acque naturali contenenti solfati, o anidride carbonica aggressiva, oppure, in ambienti industriali, una varietà di liquidi di varia natura, acquosi e non, minerali od organici.

Le sostanze pericolose possono anche essere contenute nell'interno del materiale a causa di una scelta non oculata dei materiali (ad esempio inerti gessosi o contenenti silice reattiva).

Cause fisiche di degradazione sono il fenomeno di alternanza di gelo e disgelo, e l'esposizione a temperature elevate, come ad esempio in caso di incendio.

Le cause meccaniche infine consistono principalmente nei fenomeni connessi con l'esercizio in condizioni tali da produrre sollecitazioni di fatica, come ad esempio vibrazioni (nelle strutture dei viadotti), oppure alterazioni superficiali da abrasione ed urto (pavimenti industriali, giunti autostradali, opere idrauliche).

Oltre a queste cause di tipo semplice, esistono come si è già detto casi di azione concomitante di vari sistemi di degradazione, come ad esempio nel caso delle superfici stradali in calcestruzzo soggette ai fenomeni di gelo e disgelo in presenza del cloruro di calcio (usato come disgelante), che produce rapide alterazioni attraverso complessi meccanismi chimico-fisici.

Un altro caso frequente di degradazione è connesso con i fenomeni di corrosione dei ferri delle armature, dovuti a loro volta alla presenza di pile nell'interno del calcestruzzo o alla formazione di celle da correnti vaganti.

### 1.2 - Attitudine del calcestruzzo alla degradazione

Nei fenomeni di degradazione del calcestruzzo un ruolo fondamentale è svolto dal materiale stesso, in quanto dotato o no di doti intrinseche di resistenza.

Tali doti possono derivare essenzialmente da tre caratteristiche e precisamente:

— assenza di componenti specificamente attivi nei processi di degradazione nelle condizioni di esercizio del manufatto, come ad esempio cemento ad elevato contenuto di  $C_3A$  in calcestruzzi a contatto con acque solfatiche;

— pasta cementizia avente valori di porosità, e perciò di permeabilità, molto piccoli (permeabilità minore di  $10^{-10}$  cm/sec), così da impedire l'accesso alle soluzioni di sostanze aggressive. Una pasta di tale porosità conferisce nello stesso tempo elevata resistenza meccanica al calcestruzzo che gli consente di opporsi alle cause fisiche e meccaniche di degradazione;

— porosità macroscopica del calcestruzzo contenuta.

Un calcestruzzo che a causa di difetti di granulometria, o di insufficiente dosaggio di cemento, o di inadeguata lavorabilità, o di insufficiente compattazione, presenti una elevata macroporosità, risulta più facilmente aggredivibile e può più facilmente causare la presenza di eterogeneità di condizioni dei ferri, con i conseguenti fenomeni di corrosione.

Risulta evidente come gli ultimi due punti siano strettamente collegati: mentre infatti i piccoli valori di porosità

(\*) Università di Roma - Istituto di Chimica Applicata.

(\*\*) Società Autostrade S.p.A.

della pasta si realizzano impiegando calcestruzzo con basso rapporto a/c, tanto più piccolo è tale rapporto tanto minore risulta la lavorabilità degli impasti e tanto più facile la formazione di porosità macroscopica.

Si è obbligati, all'atto pratico, a determinare per ogni impasto, la quantità minima di acqua impiegabile, al di sotto della quale, con i mezzi di compattazione disponibili, riesce difficile ottenere getti compatti.

### 1.3 - Il calcestruzzo e le malte reoplastiche

L'impiego di additivi fluidificanti (o riduttori d'acqua) è uno dei mezzi più comunemente impiegati per ottenere un miglioramento nel complesso di macro e microporosità: queste sostanze, come è noto aggiunte in misura di qualche parte per mille rispetto al peso di cemento, consentono di ridurre l'acqua di impasto a parità di lavorabilità, ottenendo così una minore microporosità senza accrescere la macroporosità.

Un sostanziale miglioramento in questo campo è stato recentemente ottenuto con additivi particolari, che aggiunti in misura di qualche parte per cento rispetto al peso di cemento, consentono di ottenere rapporti a/c fino a 0,35 con valori di slump di 10-15 cm.

Al calcestruzzo dotato di queste proprietà è stato dato il nome di « reoplastico » [2]; le sue caratteristiche sono così superiori a quelle del calcestruzzo convenzionale, che si sta osservando la tendenza, da parte dei progettisti e degli industriali, a escogitare nuove soluzioni e tecniche costruttive, adatte a valorizzare appieno le nuove possibilità rese disponibili.

Tra i vantaggi più significativi di un calcestruzzo a rapporto a/c minore di 0,4 e slump maggiore di 15 cm possiamo ricordare:

— resistenze meccaniche elevate; rapido indurimento; impermeabilità (e quindi elevata durevolezza); basso ritiro; possibilità di ridurre il cemento, con minore calore di idratazione.

Oltre al calcestruzzo è possibile preparare con gli additivi suddetti, anche malte a bassissimo rapporto acqua solido e proprietà del tutto particolari: nella presente nota viene esaminata l'applicabilità di questi materiali nella costruzione e nella manutenzione delle opere d'arte autostradali.

## 2 - IMPIEGO DI MALTE SPECIALI NEI RIPRISTINI DI STRUTTURE AMMALORATE

### 2.1 - Necessità della manutenzione delle opere autostradali in calcestruzzo

I calcestruzzi e le malte con le caratteristiche indicate in precedenza hanno possibilità d'impiego veramente interessanti nel settore delle costruzioni stradali, sia nell'esecuzione di nuove opere, che in quello della manutenzione delle opere esistenti, le cui tecniche d'intervento negli ultimi anni si sono sviluppate in modo massiccio.

Per spiegare la necessità di questa grande quantità di manutenzione occorre rifarsi brevemente a quella che ormai si può definire la storia delle costruzioni autostradali.

Le opere d'arte stradali ed autostradali esistenti agli inizi dello sviluppo di questo tipo di costruzioni negli anni cinquanta, erano di tipo tradizionale, non molto frequenti nella struttura viaria, con strutture ad arco o anche con travate, sempre in calcestruzzo armato ordinario, massicce e di dimensioni limitate. Fu con realizzazioni come l'Autostrada del Sole che vennero applicate su larga scala nuove tecnologie e nuovi materiali come il c.a.p. e le strutture miste acciaio calcestruzzo.

A quell'epoca non si avevano idee molto chiare sulle tipologie più adatte per l'esecuzione di queste opere, tanto è vero che per esempio sul tratto « più antico » dell'Autostrada del Sole le opere d'arte erano tutte frutto di appalti concorsi e praticamente tutte diverse tra di loro. L'evoluzione che si è poi avuta negli anni successivi è descritta nei due articoli degli Ingg. G. Gentilini e G. Aghilone [3]; ci preme in questa sede di esaminare le conseguenze di questo modo di procedere adottato non solo nelle prime strutture, ma anche in quelle che ad esse sono seguite. In queste opere le preoccupazioni del progettista e del costruttore erano tese principalmente agli aspetti più squisitamente strutturali e di calcolo, nonché ai problemi di esecuzione; in questo settore negli anni successivi ci furono dei progressi sempre più avanzati che permisero costruzioni con ottimi risultati anche dal punto di vista dei costi e la cui arditezza è nota a tutti. La parte più trascurata in questa serie di esecuzioni fu quella attinente la conservazione nel tempo delle opere; questa trascuratezza, spiegabile all'epoca delle prime costruzioni autostradali moderne, persiste purtroppo ancora oggi in alcuni casi; probabilmente a causa di una mancanza di informazione da parte dei realizzatori, in merito ai problemi che insorgono nelle strutture dopo periodi di tempo che possono andare, a seconda delle condizioni ambientali e di traffico, da un minimo di otto, dieci anni ad un massimo ancora non definibile.

Ha contribuito a questo stato di cose l'atteggiamento mentale nei confronti del materiale usato con maggior frequenza, cioè il calcestruzzo, che viene considerato comunemente come qualcosa di intrinsecamente durevole e poco sensibile all'azione dell'ambiente: ciò può essere in parte vero o realizzabile a patto che non si trascurino due punti:

1) che il calcestruzzo sia realizzato all'atto della costruzione con possibilità intrinseche di durevolezza; ciò comporta non solo che sia eseguito in modo accurato, con materiali opportunamente selezionati e dosati, ma anche che sia messo in opera in strutture non critiche per le loro dimensioni o per la posizione che occupano nel contesto dell'opera.

Si osserva infatti che un calcestruzzo si deteriora più rapidamente se si trova per esempio in una struttura snella e molto soggetta a vibrazioni, che accelerano l'ingresso e l'azione di agenti aggressivi, oppure se in quel punto della struttura è più forte la concentrazione di questi ultimi o è più prolungata la loro presenza [4].

2) Il secondo punto è che i calcestruzzi che si trovano nelle zone più pericolose descritte sommariamente nel punto precedente, vengano protetti ulteriormente dall'azione degli agenti aggressivi, tramite quelle opere particolari che oggi vengono raggruppate sotto il nome di « regola-

zione idraulica dell'opera d'arte e protezione dei calcestruzzi » (1).

Dall'esame delle esperienze fatte in questi ultimi venti anni infatti, si può affermare che la necessità di interventi di manutenzione sulle opere d'arte, nasce nella maggior parte dei casi dalle conseguenze del non aver considerato, all'atto della progettazione e della costruzione, i punti precedenti. Tutto ciò viene detto senza alcuno spirito di polemica nei confronti di chi quelle opere ha realizzato a suo tempo, che non poteva conoscere non solo la dimensione, ma anche il tipo di problema; forti sono invece le responsabilità di chi continua ancora oggi a commettere queste stesse omissioni.

## 2.2 - Tecniche di ripristino delle strutture ammalorate

La caratteristica principale di questo tipo di ammaloramenti è che, salvo condizioni particolari, esso si manifesta molto lentamente nel tempo; nei primi anni di vita delle opere è presente in modo impercettibile, solo verso il decimo anno di esercizio mediamente assume caratteristiche così vistose da essere allarmanti anche per un occhio non esercitato. Occorre precisare che nella maggior parte dei casi rilevati, l'ammaloramento maggiore non nasce dalla presenza in opera di materiali non adeguati, bensì più frequentemente su calcestruzzi anche di buona fattura, in zone soggette in modo massiccio all'azione di agenti aggressivi. In termini più precisi la stragrande maggioranza di ammaloramenti si ha nelle zone concomitanti ai giunti di dilatazione con ammaloramenti di testate di travi, di appoggi, pulvini, bordi delle pile (fig. 1), di appoggi fissi, dove l'unico movimento possibile è la rotazione, tutto ciò in conseguenza al fatto che anche in questo punto c'è passaggio di agenti aggressivi. Una buona percentuale ha origine al di sotto delle pavimentazioni, nelle solette e nelle travi, specialmente quando sono in c.a.p. a cavi scorrevoli, con cavi rialzati e bloccati in soletta [3, 5] (fig. 2). Altri ammaloramenti, meno frequenti, ma a volte non meno pericolosi, si possono avere in corrispondenza dei pluviali di scarico delle acque (figg. 3-4).

I tipi di intervento manutentorio che si sono applicati

nel corso degli ultimi anni sono essenzialmente due e possono essere definiti brevemente come:

- Interventi preventivi di conservazione.
- Interventi di ripristino e risanamento.

Purtroppo i secondi al momento attuale sono i più diffusi; si dice purtroppo perché quando si interviene per ripristinare vuol dire che il danno ha ormai raggiunto una entità notevole.

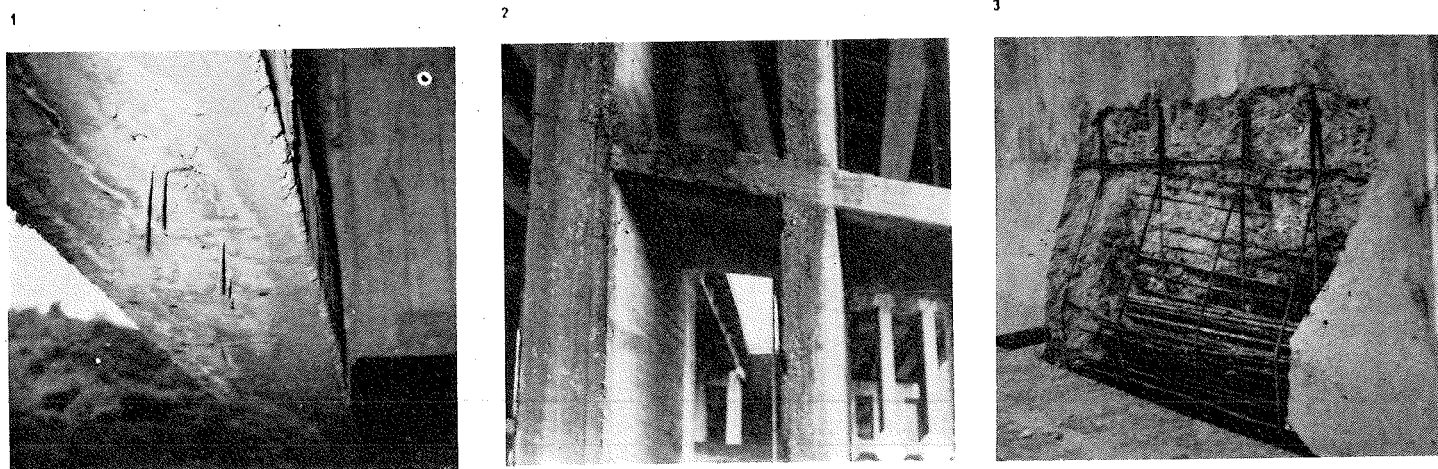
Ciò è dovuto al fatto che la conoscenza del fenomeno della degradazione delle opere d'arte è relativamente recente (non più di 9 ÷ 10 anni), per cui i primi interventi effettuati erano in genere solo quelli rivolti al ripristino di opere già giunte ad un certo grado di ammaloramento, e per le quali si pensava che le cause fossero da ricercare nella cattiva esecuzione di alcuni particolari delle opere spesse oltre che nella non eccelsa qualità dei calcestruzzi. Il tempo e l'esperienza hanno dimostrato come il fenomeno sia generale e non legato in particolare alla cattiva qualità dei materiali che, pure realizzati secondo una concezione di tecnologia dei materiali che non implicava naturalmente, a quell'epoca, un concetto di « durabilità », per quelle opere non erano certamente peggiori di quelli usati in altre realizzazioni dello stesso periodo.

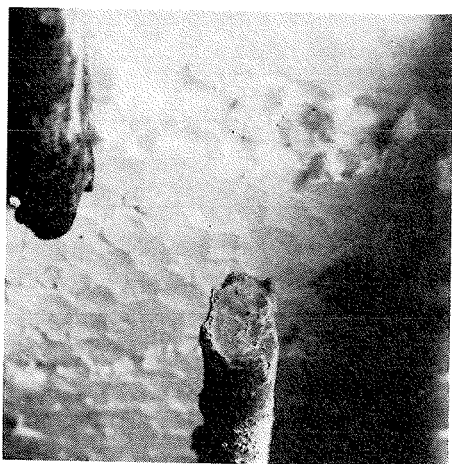
La maggiore o minore rapidità di degradazione è risultata in sostanza legata principalmente alla tipologia dell'opera ed al tipo di « ambiente » in cui si era venuta a trovare.

A seguito quindi di queste prime esperienze, si sta sviluppando oggi l'altro tipo di manutenzione, quella che si definisce preventiva, di conservazione, mentre i criteri informativi che stanno alla base di questo tipo di interventi vengono naturalmente già applicati nelle nuove opere in costruzione. Già da due anni infatti la Società Autostrade S.p.A. considera questo tipo di intervento il più fruttifero sia dal punto di vista della validità tecnica che da quello del costo. Entrando un poco più nel dettaglio dei due tipi di operazione si vede come si esplichino queste differenze; infatti l'intervento di conservazione consiste

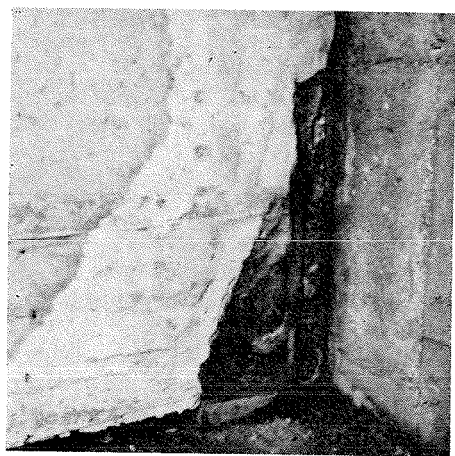
(1) In questa memoria ci si riferisce sempre a sistemi, definizioni e accorgimenti di terotecnologia in uso presso la Società Autostrade S.p.A.

1 - Ammaloramenti di pile e spalle causati da percolamenti di acqua in corrispondenza dei giunti; 2 - Percolazioni di acqua attraverso le guaine dei cavi di precompressione a causa del non perfetto riempimento delle stesse e/o per mancanza della impermeabilizzazione dell'impalcato; 3 - Rottura di fili di precompressione (fili aderenti) per corrosione fessurante, in corrispondenza dello scarico del pluviale.





4 - Particolare della rottura di un filo di pre-compressione.



5 - Apparecchi di appoggio blocacci.

nell'applicare ex novo o perfezionare quei dispositivi che assicurano l'allontanamento o la protezione degli agenti aggressivi, nonché il ripristino delle condizioni di vincolo originarie (fig. 5). Si tratta quindi di impermeabilizzare gli impalcati e le zone dei giunti (di dilatazione e di rotazione), di applicare pluviali con scarichi guidati, di ripristinare la funzionalità degli appoggi o di sostituirli, di proteggere i calcestruzzi nelle zone più soggette all'aggressione<sup>(2)</sup>, dopo che le armature eventualmente scoperte siano state rivestite. L'altro tipo di intervento porta ugualmente all'esecuzione di tutti questi accorgimenti, ma in esso c'è una fase precedente che riguarda il ripristino delle strutture ammalorate e che può richiedere per esempio il sollevamento degli impalcati, la demolizione e la ricostruzione della parte superiore delle solette o dei trasversi di testata, l'incamiciatura di pilastri, l'aggiunta di nuove armature di rinforzo e di cavi di precompressione supplementari, oppure l'intasamento di vecchi cavi non bene iniettati, tutte operazioni (figg. 6-7) che oltre ad avere un forte costo diretto, sommano una serie di costi indiretti quali quelli dei ponteggi necessari per raggiungere certi punti dell'opera, le attrezzature per il sollevamento degli impalcati, non sempre riconducibili ad una semplice batteria di martinetti idraulici più o meno potenti. C'è poi da considerare la turbativa del traffico autostradale in termine di rallentamenti e di possibili incidenti, vista la grande

durata degli interventi, senza contare poi i costi di guardia per le deviazioni che vengono sorvegliate 24 ore su 24. Dal punto di vista economico l'intervento di ripristino massiccio sull'opera ammalorata costa da 10 a 20 volte di più dell'intervento preventivo di conservazione, basti infatti pensare che certe opere, costruite con sistemi di prefabbricazione e di varo, per il ripristino hanno dovuto essere « raggiunte » con ponteggi integrali per tutta la loro estensione (fig. 8).

Naturalmente, a fronte di questa situazione si sono sviluppate nuove tecniche e nuovi materiali per ridurre i tempi e i costi di intervento. Uno di questi è l'impiego di ponteggi mobili che siano sospesi all'impalcato e non appoggiati a terra per le operazioni di ripristino più ridotte o per le iniezioni di intasamento dei cavi di precompressione. Naturalmente i materiali da impiegare durante queste operazioni devono essere tali da avere dei tempi di messa in opera e di maturazione con resistenze accettabili più brevi possibile, vista l'importanza dell'elemento tempo.

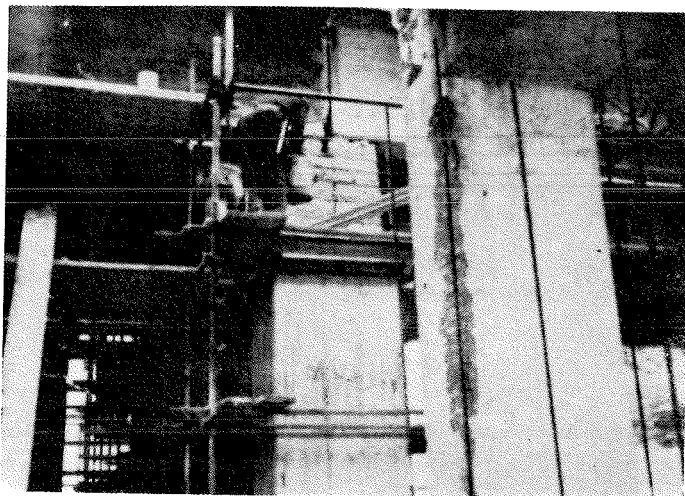
I primi materiali che si sono dimostrati adatti a questo tipo d'impiego, oltre naturalmente i calcestruzzi tradizionali con additivi antiritiro sono state le resine sintetiche, principalmente le epossidiche (fig. 9a, b).

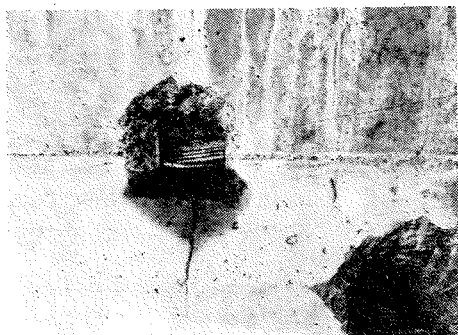
Lo sviluppo applicativo di queste resine è stato veramente notevole negli ultimi anni e notevole è stato anche l'adattamento che, con opportune variazioni di formulazione, questi materiali hanno assunto per i diversi tipi di applicazione che loro si richiedevano [6].

Per le resine epossidiche da impiegare all'esterno sussistono però alcune limitazioni che riguardano non tanto l'alto costo intrinseco, che potrebbe anche essere sopportato per la rapidità d'intervento che consentono, quanto il loro funzionamento nel tempo, specialmente sotto le azioni infragilenti e invecchianti di agenti come l'ozono ed i raggi ultravioletti. In effetti esistono opportune sostanze protettive che, inserite nella struttura chimica della resina, la rendono più resistente a queste azioni. Ciò com-

(2) La Società Autostrade ha recentemente elaborato (Aprile 77) le norme tecniche che disciplinano questo aspetto della protezione dei calcestruzzi.

6 - Incamiciatura di pilastri.





7 - Particolari di iniettori per il riempimento di guaine di cavi scorrevoli parzialmente vuote.

plica ancor più l'aspetto di alta specializzazione dell'intervento che richiede veramente per essere proficuo, l'impiego di maestranze molto esperte e non può essere eseguito, checché se ne dica, in presenza di umidità troppo elevata. Negli ultimi tempi quindi si è cercato qualche altro materiale che potesse essere alternativo alle resine sintetiche, almeno per una gamma abbastanza estesa di impieghi.

In effetti occorre dire che la rapidità di presa ed il valore finale di resistenza (a compressione, trazione, flessione e in aderenza al calcestruzzo) che si hanno con le resine epossidiche sono a volte esuberanti rispetto quelle che servono effettivamente per l'intervento stesso.

Le ricerche e le applicazioni fino ad oggi condotte fanno pensare che una valida alternativa sia costituita dalle malte reoplastiche [7], caratterizzate da una serie di proprietà quali:

- mancanza di ritiro; leggero effetto espansivo; buona adesione al calcestruzzo; impermeabilità elevatissima; facilità di messa in opera (3).

Facendo una breve casistica dei tipi di intervento di ripristino e delle caratteristiche richieste ai materiali nei vari casi, si può rilevare come le malte reoplastiche o materiali simili debbano poter essere utilizzati con buoni risultati in alternativa a quelle di tipo sintetico. Le prove riportate nel seguito sono state effettuate nel Laboratorio Centrale della Società Autostrade, e riguardavano alcune delle caratteristiche fondamentali prendendo come malte di riferimento quelle con legante epossidico.

(3) Occorre precisare che la messa in opera delle malte o dei calcestruzzi reoplastici non differisce affatto da quella delle normali malte cementizie, ma che mentre per queste ultime gli eccessi d'acqua presenti permettono a volte di trascurare un po' le condizioni di maturazione, per le malte reoplastiche, visto che non si ha alcun bleeding, il mantenimento dell'umidità dei getti in fase di maturazione è veramente essenziale.

E' parimenti importante che il getto di queste malte sia preceduto in certi casi dalla spalmatura di « boiacche di aderenza » fatte con le stesse malte sui calcestruzzi da ripristinare, e che il getto sia « contenuto » o con cassaforma oppure impiegando piccole armature di rete metallica. In questo modo si ottengono dai materiali le resistenze più elevate possibili. In effetti l'espressione « facilità di messa in opera » non deve essere confusa con il concetto « nessuna cura per la messa in opera ».

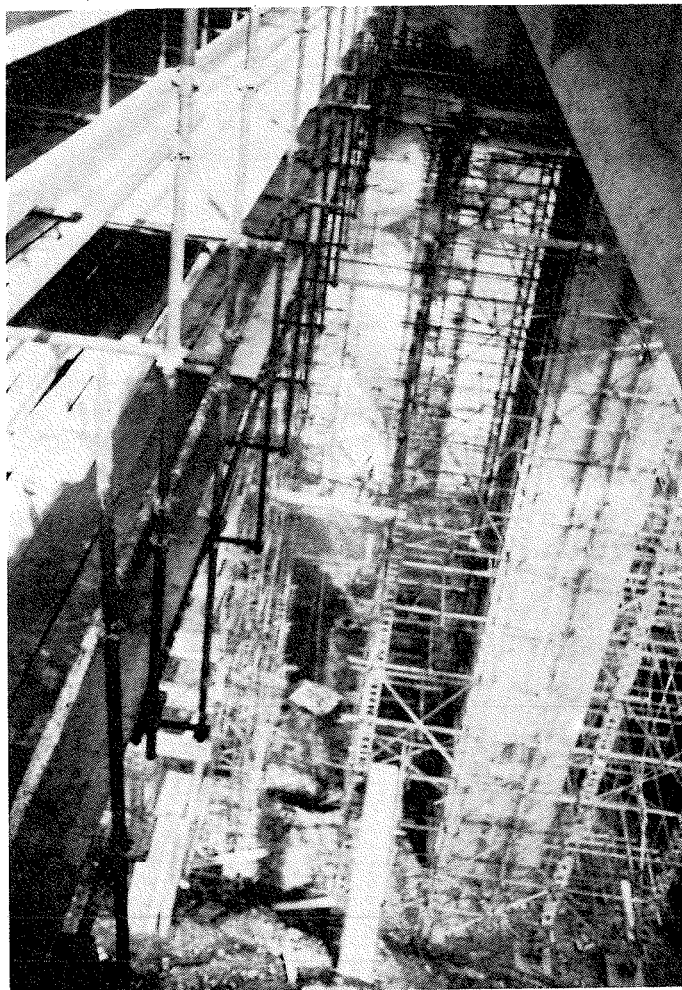
### 2.3 - Tipi d'intervento e requisiti delle malte

a) Rattoppo superficiale (ricostruzione di copriferri, riempimento di cavità ecc.).

b) Incamiciatura strutturale di pilastri, stilate ecc.: ripristini di solette dopo asportazioni di parti ammalorate.

c) Intonaci ad elevato grado di impermeabilità (Coeff. di Darcy  $10^{-10}$ ).

8 - Ponteggi per il ripristino di un'opera d'arte costruita con l'impiego di travi prefabbricate.



d) Iniezioni di fessure, intasamenti di guaine di cavi di precompressione male iniettate o vuote.

e) Posizionamento di appoggi.

f) Costruzione di giunti di dilatazione (o di rotazione), transitabili dal traffico autostradale ed impermeabili.

Le caratteristiche che i materiali devono avere per essere impiegati nei lavori elencati sono descritte brevemente nella Tabella I che è stata ricavata sulla base delle esperienze fatte nel corso degli ultimi anni sui lavori effettuati dalla Società Autostrade.

TABELLA I

TIPI DI INTERVENTO E REQUISITI DEI MATERIALI

Requisiti	Tipo d'intervento					
	a	b	c	d	e	f
Lavorabilità del materiale (*)		x		x	x	
Manca di ritiro	x	x	x	x	x	x
Leggera espansione		x		x		
Resistenza a compressione	x	x			x	x
Resistenza a flessione	x	x		x		x
Adesione al calcestruzzo	x	x	x	x(**)	x	x(***)
Resistenza alle aggressioni chimiche			x	x	x	x
Impermeabilità		x	x	x		x
Resistenza all'urto diretto						x

(\*) In termini di consistenza (fluida, plastica) o anche in termini di viscosità in Poise, per impieghi di tipo d.

(\*\*) Adesione anche all'acciaio.

(\*\*\*) Adesione anche al conglomerato bituminoso.

Nei requisiti non è stata inserita la rapidità con cui il materiale raggiunge le resistenze richieste, in quanto questo è un elemento estremamente variabile con le condizioni in cui si effettuano i lavori; in ogni caso l'ordine di grandezza generale che nelle malte epossidiche varia da 24 a 48 h, per le malte reoplastiche, varia da 30 a 72 h.

Se si comparano a questo punto le caratteristiche dei materiali sintetici e delle malte reoplastiche esaminati nelle prove che seguono e se si ricordano quelle dei calcestruzzi

normali (o additivati con normali antiritiro) che vengono oggi usati in alcuni dei lavori di ripristino elencati, si vede come le malte reoplastiche o i calcestruzzi con additivi reoplastici debbano poter sostituire vantaggiosamente e completamente i materiali tradizionali (ove per tradizionali ormai si intendono, oltre ai calcestruzzi, anche le resine epossidiche) in alcune applicazioni, e possano essere impiegate saltuariamente, solo in casi particolari, in altri tipi di applicazioni (fig. 10a, b).

Naturalmente da quanto detto in precedenza consegue che anche in fase di costruzione è vantaggioso l'impiego dei materiali reoplastici nei punti più delicati delle opere da realizzare o nei tipi di lavoro che più facilmente possono dar luogo a condizioni di minor durevolezza nel tempo dell'opera. Per elencare solo i principali basta pensare ai getti che richiedono elevata lavorabilità, senza per questo dover rinunciare alle resistenze e all'impermeabilità del manufatto (strutture snelle, strutture fortemente armate).

Un altro impiego molto indicato per questi materiali è l'operazione di riempimento delle guaine dei cavi di precompressione [8], operazione considerata scarsamente nel passato, ma che è stata una delle principali cause di degradazione delle strutture in precompresso.

3 - PARTE SPERIMENTALE

Le prove eseguite avevano come si è detto lo scopo di valutare le prestazioni delle malte reoplastiche e quelle di una malta di resina epossidica, in relazione ai requisiti considerati nella precedente tabella.

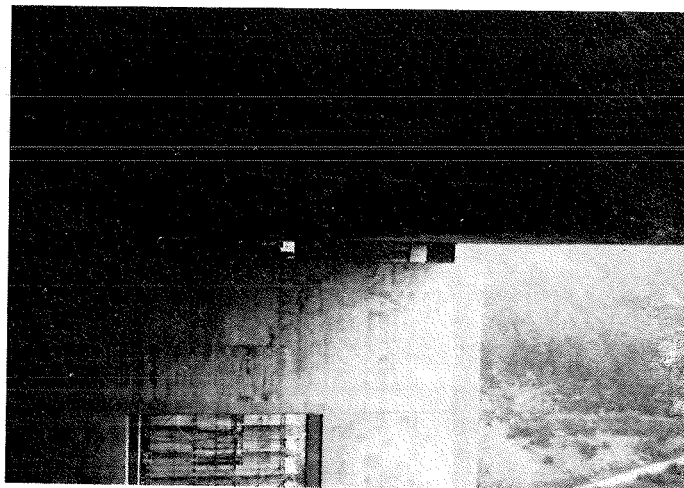
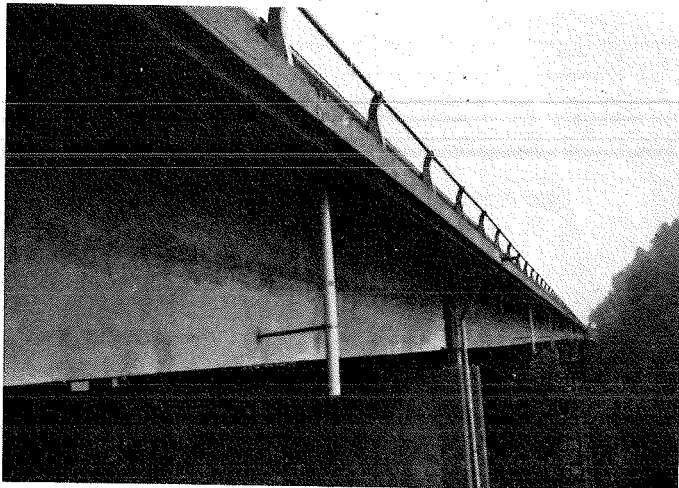
3.1 - Materiali

Sono stati impiegati i materiali seguenti:

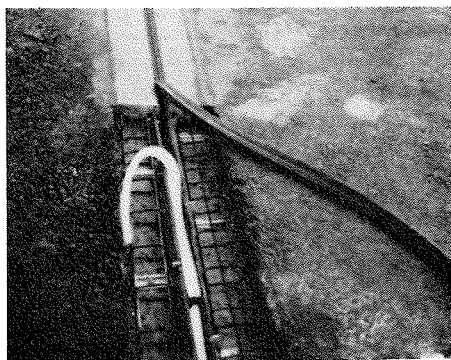
— una malta epossidica (E) frequentemente impiegata presso la Società Autostrade per gli interventi sulle strutture, ottenuta mescolando sabbia ed una resina epossidica bicomponente nel rapporto in peso 4:1, secondo le indicazioni della Ditta fornitrice.

— Una malta cementizia premiscelata, reoplastica ed espansiva avente diametro massimo dell'inerte pari a 3 mm (S<sub>1</sub>). Il rapporto acqua/solido veniva fissato, secondo le indicazioni della Ditta fornitrice, al valore 0,13, tale

9 - Esempi di ripristini eseguiti con malte di resina epossidica: a) spigoli di pile; b) intradosso di travi a cassone in c.a.p.







a  
b

10 - Esempio di utilizzazione di malte reoplastiche nell'esecuzione di giunti di dilatazione per viadotti autostradali.

da fornire una consistenza plastica. Tale consistenza è stata valutata determinando l'abbassamento ad un cono di Abrams di dimensioni ridotte; a questo stesso valore si è poi aggiustata la consistenza delle altre malte impiegando gli opportuni rapporti acqua/solido.

— Una malta reoplastica (R) premiscelata dello stesso tipo della precedente, ma avente diametro massimo dell'inerte di 10 mm; adatta ad applicazioni di spessore maggiore di 3 cm.

— Tre malte reoplastiche ottenute mescolando la malta S<sub>1</sub> con un inerte calcareo frantumato di ottima qualità (3 ÷ 9 mm), nei rapporti in peso S<sub>1</sub>/inerte, rispettivamente 85/15 (S<sub>2</sub>), 70/30 (S<sub>3</sub>) e 55/45 (S<sub>4</sub>).

### 3.2 - Prove eseguite e risultati

#### 3.2.1 - Prove di compressione e flessione

I provini per la prova di resistenza a compressione e a flessione sono stati preparati, stagionati e provati, nel caso delle malte S ed R, con le modalità e l'apparecchiatura prevista dalle norme sui leganti idraulici, alle stagionature di 3 e 28 giorni. Per i provini E si è proceduto con la stessa apparecchiatura e con modalità analoghe; la stagionatura ha naturalmente avuto luogo in aria. I valori sono riportati nella Tabella II.

#### 3.2.2 - Prova di adesione a taglio

Provini di calcestruzzo di 16 × 16 × 8 cm sono stati preparati e stagionati fino a 28 giorni, con le modalità descritte in UNI.

Le superfici per la prova di adesione sono state preparate, prima dell'applicazione della malta di incollaggio, mediante un trattamento con spazzola metallica tale da asportare la pasta liscia di cemento formatasi all'atto della preparazione dei provini. Successivamente i provini sono

stati lavati, asciugati con carta assorbente e disposti in una forma opportuna. Tra le due superfici è stata quindi colata ciascuna delle malte descritte (M), in modo da ottenere dopo l'indurimento, provini della forma mostrata in figura 11. Alle scadenze previste (3 e 28 giorni di stagionatura in ambiente ad U.R. > 90%) i provini sono stati disposti nella macchina di prova applicando il carico come mostrato nella figura, così da sollecitare con uno sforzo di taglio la superficie di adesione.

In tutte le prove, raggiunto un certo valore del carico si è avuto il distacco di una sola superficie e successivamente la rotazione del provino e il conseguente deterioramento degli spigoli segnati in figura cosicché la prova doveva venire interrotta prima del distacco della seconda superficie V. Come valore dell'adesione si è assunto il rapporto fra il carico applicato all'atto del distacco di una superficie e l'area della superficie interessata (16 × 13 cm<sup>2</sup>).

I valori ottenuti sono riportati nella tabella II.

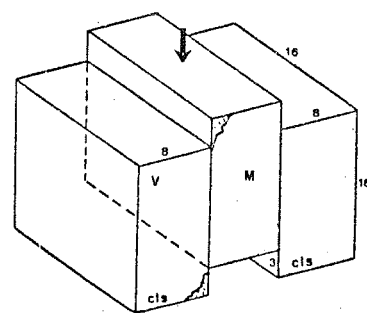
I risultati sembrano molto interessanti, in particolare per gli elevati valori esibiti dalle malte reoplastiche. E' pure interessante osservare la differenza di comportamento a 3 e 28 giorni per i materiali esaminati.

Si osserva infatti che mentre l'adesione a tre giorni è risultata decisamente più elevata per la resina, i valori a 28 giorni per il campione E e i campioni S sono praticamente uguali. La riduzione di adesione osservata per il campione E da 3 a 28 giorni, può venire spiegata in base alla diversa stabilità dimensionale della malta epossidica e del calcestruzzo di supporto nelle condizioni di stagionatura: variazioni dimensionali differenziate, generando sollecitazioni all'interfacie tra l'impasto cementizio e la malta E, potrebbero danneggiare la pasta di cemento riducendo l'adesione.

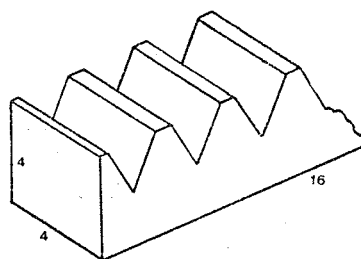
Un effetto di questo tipo deve naturalmente risultare assai meno sensibile all'interfacie fra un calcestruzzo e la malta S anch'essa cementizia.

#### 3.2.3. - Prove di reintegro

Questa prova è stata effettuata per valutare l'efficacia delle malte nei rifacimenti strutturali.



11 - Provino per le prove di adesione a taglio.



12 - Provino per le prove di reintegro.

Per l'esecuzione delle prove sono stati preparati provini ( $4 \times 4 \times 16$  cm) di malta normale come descritti dalle norme italiane.

Nella forma era però disposto un prisma di materia plastica (liscia, per non richiedere distaccante) a sezione triangolare; così da ottenere, dopo la stagionatura (28 giorni) provini con incavo, come mostrato dalla figura 12.

In questo incavo dalle superfici non trattate e quindi piuttosto lisce, sono state disposte le malte di ripristini, e a 3 e 28 giorni si è eseguita la prova di flessione, applicando il carico centrale dalla parte opposta all'incavo. I valori di resistenza ottenuti sono riportati nella tabella II.

Sono stati osservati due tipi di rottura: il primo è avvenuto per distacco delle interfacie provino-malta di reintegro; nel secondo, verificatosi solo per i provini  $S_4$ , la rottura ha interessato la malta di ripristino.

TABELLA II

RISULTATI DELLE PROVE (valori in  $\text{kg/cm}^2$ )

Prova	Campione					
	E	$S_1$	R	$S_2$	$S_3$	$S_4$
<b>Flessione</b>						
3 gg	130	91	80	69,4	71,5	58
28 gg	203	196	97	102	92	67,7
<b>Compressione</b>						
3 gg	257	634	546	500	488	394
28 gg	496	915	800	838	750	635
<b>Adesione</b>						
3 gg	50,5	18,5	32,8	12,3	12,1	14,7
28 gg	37	36,2	33,6	36,1	34	28,4
<b>Reintegro</b>						
3 gg	41,8	20,7	22,7	30,6	18,6	16,9
28 gg	35,5	60,6	54,3	75,3	73,6	52,4

Tutti i valori in  $\text{kg/cm}^2$ .

Anche per questa prova si osserva a conferma della precedente, che i valori ottenuti con la resina epossidica sono superiori a 3 giorni ed inferiori a 28 giorni.

### 3.2.4. - Prove di urto

Per l'esecuzione di queste prove sono stati impiegati provini delle diverse malte, delle dimensioni di  $4 \times 4 \times 4$  cm ed una macchina che automaticamente lasciava cadere sui provini stessi un peso di acciaio di 1 kg da 1 m di altezza. I risultati di queste prove hanno mostrato che, mentre i provini di malta cementizia erano in grado di sopportare senza rompersi da 6 a 9 colpi, quelli di resina potevano sopportare un numero di colpi molto elevato (fino a 250) senza perdere una porzione troppo elevata delle loro caratteristiche.

### 3.3 - Esame dei risultati e conclusione

I risultati ottenuti nel corso delle prove sono riportati nella tabella. I valori delle resistenze meccaniche della malta epossidica da noi esaminata (lievemente inferiori a quelle della malta reoplastica) sono paragonabili a quelli riportati nella letteratura, ad esempio [9]. La resistenza a flessione della resina è superiore, come pure, nettamente, la resistenza all'urto. Per ovviare a questo che appare un aspetto negativo delle malte reoplastiche, sono in corso prove di additivazione di fibre di varia natura.

L'adesione della malta cementizia al calcestruzzo od alla malta ordinaria è da ritenere senz'altro ottima; si osserva anche chiaramente la tendenza della malta di resina a fornire valori decrescenti nel tempo, il contrario si verifica per la malta cementizia.

L'insieme delle proprietà delle malte reoplastiche esaminate è giudicato molto promettente; sono in corso applicazioni di questi materiali in alcuni ripristini, di strutture autostradali degradate per valutare « sul campo » l'applicabilità dei materiali.

### BIBLIOGRAFIA

- [1] BRCZOCK I.: Concrete corrosion: concrete protection - Ed. Akademiai Kiadó, Budapest 1971.
- [2] COLLEPARDI M.: Assessment of rheoplasticity of concrete - Cement and Concrete Research - 1976, pag. 401.
- [3] GENTILINI B., G. AGHILONE: Problemi della costruzione e dell'esercizio di opere d'arte per autostrade in terreni montagnosi - « Autostrade » - Dicembre 1976.
- [4] AGHILONE G., G. CAMOMILLA, M. CHIOSTRI: Protezione dei calcestruzzi - « Autostrade » - Rapporto interno.
- [5] CAMOMILLA G.: Studio sulle malte d'iniezione delle guaine del c.a.p. - « Autostrade » - Rapporto interno - Novembre 1973.
- [6] BRUNO P., E. BUSINARO: Studio sull'impiego di resine sintetiche per la protezione dei cavi di post-compressione - XVII Convegno AIPCR - Venezia 1974.
- [7] COLLEPARDI M., S.M. GUELLA: La terotecnologia per le strutture in calcestruzzo - Atti VII Convegno sulla manutenzione e terotecnologia, Trieste 1976.
- [8] BOCCA P., C. BOSCO, S.M. GUELLA, M. VALENTE: Esame comparativo di alcune malte da iniezione in guaine di precompressione: valutazione della capacità di protezione delle armature - L'Ind. Ital. del Cemento - Marzo 1977.
- [9] HALLQUIST A.: An investigation on epoxy and polyester resin mortars as a jointing material - Rilem Symposium on Synthetic Resins in Building construction - Paris 1971 Eyrolles.



# Studio dei silos in zona sismica e problemi di ristrutturazione

Comunicazione di: Prof. Ing. Gianmaria Donida (\*)  
Prof. Ing. Francesco Martinez y Cabrera (\*\*)  
Prof. Ing. Giovanni Menditto (\*\*\*)

## 1. PREMESSE

Gli Autori partendo da un esame della situazione statico-strutturale di un silos che presentava imperfezioni costruttive e zone ammalorate, variamente dislocate, sia nello sviluppo longitudinale che perimetrale, hanno preso lo spunto per sviluppare un'analisi globale con particolare riferimento ad azioni dovute a sisma.

Il silos esaminato è del tipo classico, isolato, con fusto a sezione circolare e tramoggia tronco conica avente base anulare rinforzata poggiante su pilastri. Le fondazioni sono di tipo indiretto realizzate con pali di grande diametro.

Le imperfezioni costruttive cui si accennava sono costituite da ovalizzazione di vario tipo dell'originaria sezione circolare di progetto, imputabili a cassetture deformabili trasversalmente e difettose con riferimento al processo di avanzamento verticale ed alle relative centrature.

Le zone ammalorate invece sono dovute a fenomeni di degradazione del calcestruzzo dei quali non è chiara l'origine; si può solo rilevare che la degradazione ha interessato tratti anulari di vario sviluppo sia perimetrale che in altezza. Il fenomeno di degradazione, in alcune zone, si è spinto sino alla polverizzazione del calcestruzzo creando

(\*) Collaboratore alle esercitazioni - Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Milano.

(\*\*) Straordinario di Ponti e grandi Strutture - Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria - Università di Ancona.

(\*\*\*) Straordinario di Tecnica delle Costruzioni - Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria - Università di Ancona.

vuoti con totale messa a nudo delle armature e, pertanto, ha fundamentalmente alterato la situazione statica dell'intero complesso strutturale, invalidando i consueti procedimenti di calcolo.

Si è avanzata anche l'ipotesi che il calcestruzzo sia stato danneggiato dal gelo all'atto del getto e comunque sono risultate carenti le riprese di getto. Infine anche con riferimento alle armature si notano riprese sia circonferenziali che verticali non soddisfacenti.

Si precisa inoltre che il silos in oggetto è stato sottoposto a sisma essendo dislocato nel porto di Ancona.

Purtroppo vari danni sono stati evidenziati successivamente e pertanto sono mancati elementi di confronto al fine di valutare il contributo negativo dei diversi fattori che hanno inficiato l'opera.

La struttura esaminata è riportata in fig. 1.1.

## 2. IMPOSTAZIONE STATICA DEL PROBLEMA

La presenza di reali discontinuità, in parete, ha orientato gli Autori ad adottare un procedimento di calcolo ad elementi finiti (E.F.).

La discretizzazione della struttura, ovviamente, introduce la possibilità di adeguamento ad ogni situazione specifica sia per la presenza di zone vuote dovute a distruzione locale del calcestruzzo sia per alterazione o variabilità delle caratteristiche elasto-geometriche (o solo elastiche) del materiale stesso.

Nell'ambito del metodo degli E.F. ci si è orientati verso l'utilizzo del codice SAP4 (7) utilizzando l'E.F. spaziale

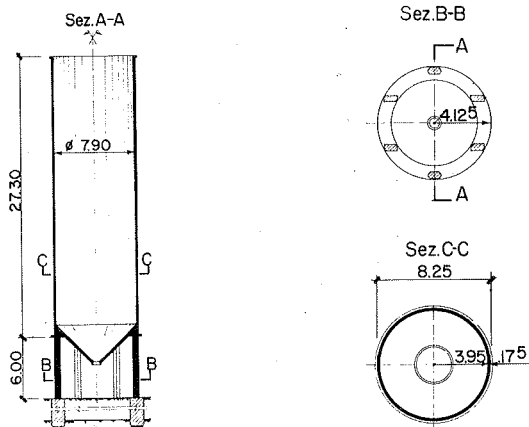


Fig. 1.1

del tipo illustrato in fig. 2.1 caratterizzato dal fornire lo stato di sforzo nel baricentro degli elementi finiti e gli spostamenti ai nodi (secondo le tre direzioni), le rotazioni, i momenti flettenti e torcente nel baricentro delle facce estreme.

Nelle figg. 2.2.a) e 2.2.b) è riportato il tessuto della « Mesh » il quale pone in evidenza un infittimento nelle zone adiacenti a quelle con discontinuità di materiale presente nella parte bassa, e successivamente una progressiva rarefazione procedendo verso l'alto sino ad un successivo infittimento in sommità, dovuto a disturbo locale per la presenza della soletta di copertura del silos.

Si precisa che la fig. 2.2.b) traduce lo sviluppo piano della intera superficie laterale del silos, mentre nella figura 2.2.a) è rappresentata la discretizzazione spaziale corrispondente al reale modello di calcolo.

Tale modello di calcolo non corrisponde esattamente alla vera struttura avente sezione circolare ma ad un poligono inscritto [nel caso in esame ottagono (fig. 2.3)]. Tale rettificazione non comporta variazioni dei risultati in quanto la poligonale si adatta con sufficiente approssimazione alla struttura.

L'elemento così rettificato è di più semplice utilizzo soprattutto nella risoluzione di grandi strutture e più collaudato che l'elemento « pipe ».

Le colonne alte 6 m sono state considerate come elementi beam (trave); ai fini della presente analisi, attese anche le loro dimensioni trasversali, le azioni interne di tipo flessio-torsionale ottenute sono di modesta entità e non assumono quindi grande significato.

Un aspetto differente si può avere nei confronti delle azioni assiali.

Per quanto riguarda il modello del silos utilizzato nella analisi esso è costituito da 208 punti nodali e da 200 elementi per un totale di 1200 gradi di libertà (ogni punto nodale ha 6 gradi di libertà: tre traslazioni e tre rotazioni secondo un sistema di assi cartesiani). I 200 elementi finiti sono di tipo plate-shell.

Agli effetti statici il fusto del silos può essere ritenuto incastrato alla tramoggia troncoconica, la quale avendo base

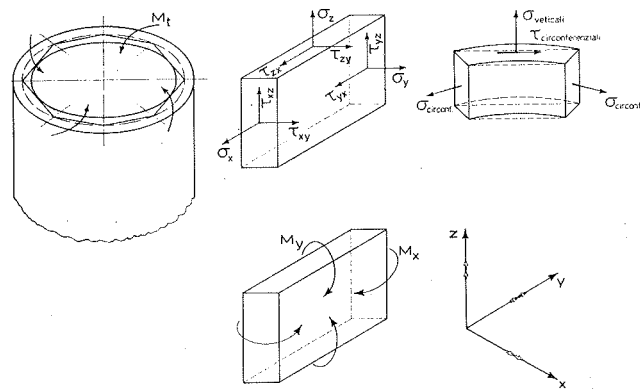


Fig. 2.1

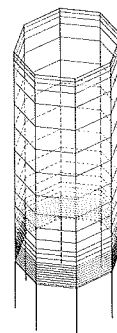
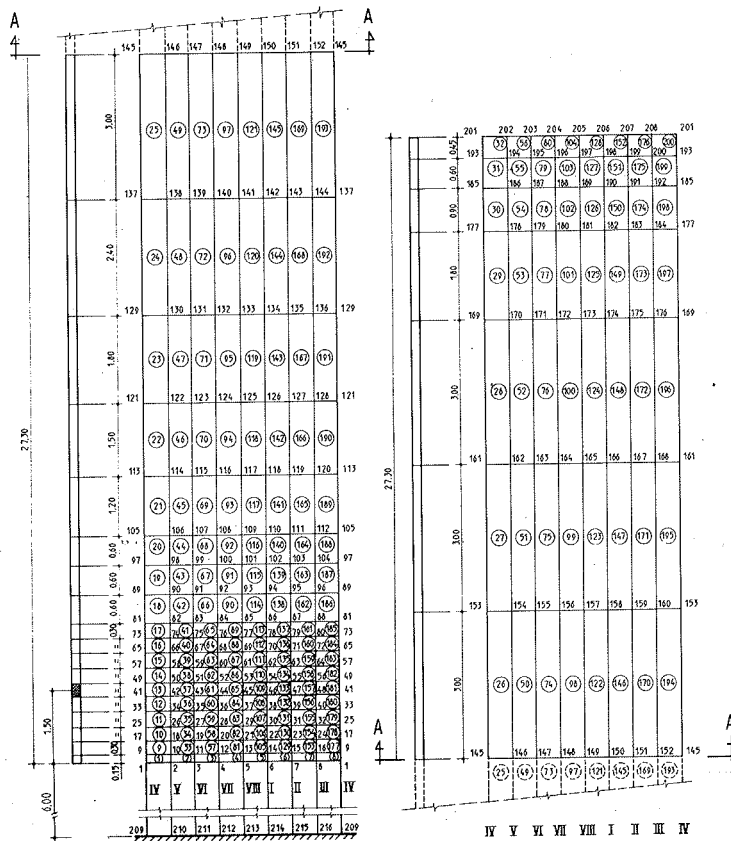


Fig. 2.2a

Fig. 2.2b



anulare rinforzata di notevoli dimensioni rispetto al fusto stesso del silos, offre sufficienti caratteristiche di rigidezza.

Pur tuttavia, al fine di una più attenta interpretazione della situazione statica effettiva, si è ritenuto opportuno considerare possibilità di solo spostamento nel piano diametrale di minor rigidezza delle pile (fig. 1.1).

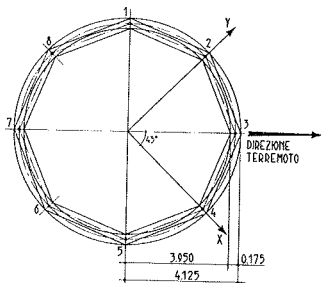


Fig. 2.3

### 3. IMPOSTAZIONE DELLE VERIFICHE ESEGUITE

Preso atto della reale situazione attuale della struttura si è ritenuto opportuno analizzare sotto l'unica condizione di carico consigliata dalle norme regolamentari vigenti, lo stato di sollecitazione nelle diverse condizioni di degradazione di alcune zone di calcestruzzo oltre, ovviamente, a considerare la situazione di silos integro.

Si procede preliminarmente a sviluppare il calcolo delle azioni orizzontali regolamentari considerando come coefficiente di risposta  $R = 1$  in quanto in tale fase di verifica non si è proceduto alla determinazione del periodo  $T_u$ .

Gli effetti sismici, pertanto, saranno valutati con analisi statica della struttura sotto l'azione di forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma, direzione che nel nostro caso coincide con una direzione generica diametrale, attesa la simmetria della struttura stessa.

La risultante di tali forze può essere valutata, secondo regolamento, con l'espressione:

$$F_n = C.R.W. = C.1.W$$

essendo

$$C = \frac{S - 2}{100} \text{ coeff. di intensità sismica}$$

$$S = \text{grado di sismicità (} S \geq 2 \text{)}$$

$$W = \text{peso complessivo delle masse strutturali}$$

Con  $S = 9$ ,  $C$  assume il valore di 0,07.

Pertanto in base alle caratteristiche geometriche del silos in esame, rilevabili dai disegni di cui alle figg. 1.1, 2.2, 2.3, si prenderà in considerazione separatamente l'elemento strutturale di copertura la cui forza orizzontale corrispondente sarà applicata in sommità, ed il complesso del fusto alto m 27,30 la cui forza orizzontale sarà applicata alla quota corrispondente alla metà di tale altezza.

Assumendo, per il calcestruzzo scarsamente armato, un peso specifico  $\gamma_c = 2,4 \text{ t/m}^3$  avremo:

per l'elemento di copertura piana, con spessore globale di cm 28:

$$W_c = (\pi \cdot 4,20^2 \times 0,28 \times 2,4) = 37,00 \text{ t}$$

$$F_{n,c} = 0,07 \times 37,00 \cong 2,60 \text{ t}$$

Tale forza  $F_{n,c}$  sarà applicata all'intradosso della soletta di copertura come indicato in fig. 3.1.

Al fine della valutazione dei carichi verticali il peso  $W_c$  della soletta di copertura è stato uniformemente distribuito lungo il perimetro medio e successivamente concentrato nei nodi degli elementi finiti interessati.

Per quanto concerne la forza orizzontale dovuta al peso proprio del fusto si avrà, in accordo con le dimensioni geometriche riportate nei disegni:

Peso fusto:

$$W_f = \pi (4,125^2 - 3,950^2) \times 1,00 \times 2,4 = 10,64 \text{ t/m;}$$

con l'altezza del fusto di m 27,30 si ottiene:

$$W_f \text{ totale} = 10,64 \times 27,30 = 290,47 \text{ t}$$

Pertanto:

$$F_{n,f} = 0,07 \times 290,47 = 20,30 \text{ t}$$

Tale forza, andrà applicata alla quota corrispondente alla metà di m 27,30. I valori globali di  $F_{n,c}$  ed  $F_{n,f}$  si ricavano facilmente dallo schema di fig. 3.1.

Ai fini dei successivi calcoli le caratteristiche elastiche del materiale integro sono state ritenute costanti per ogni analisi e pari a:

$$E_c = 200.000 \text{ Kg.cm}^{-2}$$

$$\nu = 0,20$$

Per il calcestruzzo parzialmente degradato si è assunto un valore medio del modulo pari a  $50.000 \text{ Kg.cm}^{-2}$ .

Le zone a degradazione spinta sono state considerate prive di materiale.

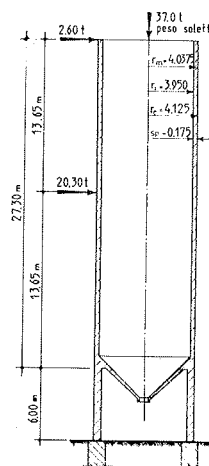


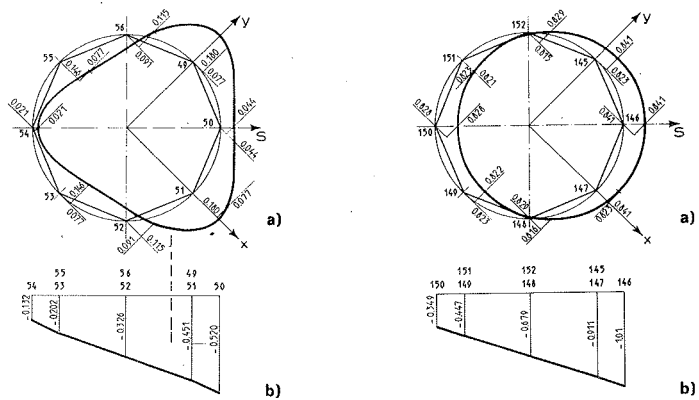
Fig. 3.1

### 4. SCHEMI STRUTTURALI ESAMINATI

#### 1° Schema: Silos non ammalorato

Il primo schema strutturale preso in considerazione è stato quello corrispondente al silos integro.

L'attenta elaborazione dei dati ha orientato alla scelta della rappresentazione dei risultati sia in zone che hanno evidenziato un particolare stato di sollecitazione e deforma-



4.1 - a) Deformata della sezione trasversale in mm a quota 1,65 m - Silos non ammalorato; b) Spostamenti verticali in mm a quota 1,65 m - Silos non ammalorato.

4.2 - a) Deformata della sezione trasversale in mm a quota 14,55 m - Silos non ammalorato; b) Spostamenti verticali in mm a quota 14,55 m - Silos non ammalorato.

zione sia in quelle ove, in previsione delle successive analisi nell'ambito dell'esame delle degradazioni, si rende necessario, anche per eventuali confronti, conoscere, nei particolari, il quadro statico.

In particolare nei disegni di cui alle figg. 4.1, 4.2 si sono rappresentate le deformate sia trasversali che verticali alle quote, rispettivamente di m 1,65 e m 14,55 valutate dall'imposta del fusto nella tramoggia.

Nella rappresentazione delle deformate trasversali si è assunto come fondamentale il reale perimetro medio della struttura evidenziando la poligonale corrispondente allo schema teorico di calcolo. Pertanto, note le componenti dello spostamento nei vari punti nodali si sono determinate, con ovvie composizioni vettoriali, le posizioni finali dei punti stessi.

Un esame delle deformate trasversali mostra che tali deformate, nelle zone alte, lasciano fundamentalmente invariata la geometria della sezione del silos al contrario di quanto si registra nelle zone basse ove ci si trova di fronte ad una totale alterazione della sezione circolare, pur nell'ambito di un corretto rispetto della simmetria.

Le deformate verticali evidenziano una soddisfacente linearità.

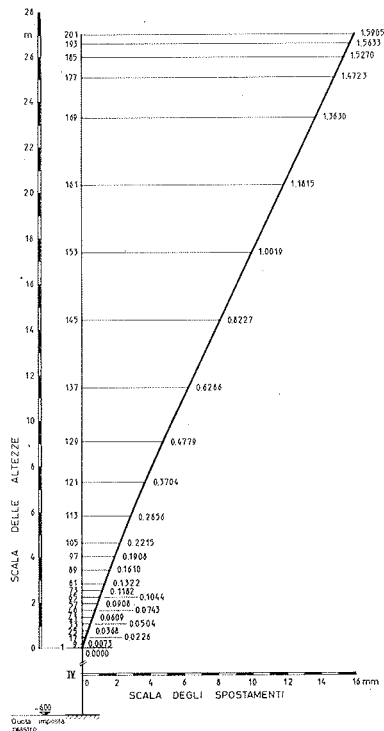
Nelle figg. 4.3 e 4.4 sono state rappresentate le deformate longitudinali sia con riferimento agli spostamenti secondo x che secondo y.

Per quanto concerne lo stato tensionale, con analogo criterio, ed in corrispondenza dei baricentri degli elementi finiti prescelti, sono stati tracciati i diagrammi delle tensioni circonferenziali, delle tensioni verticali ( $\sigma$ ), e delle tensioni tangenziali ( $\tau$ ). Le figg. 4.5 e 4.6 illustrano i particolari e le dislocazioni delle grandezze rappresentate.

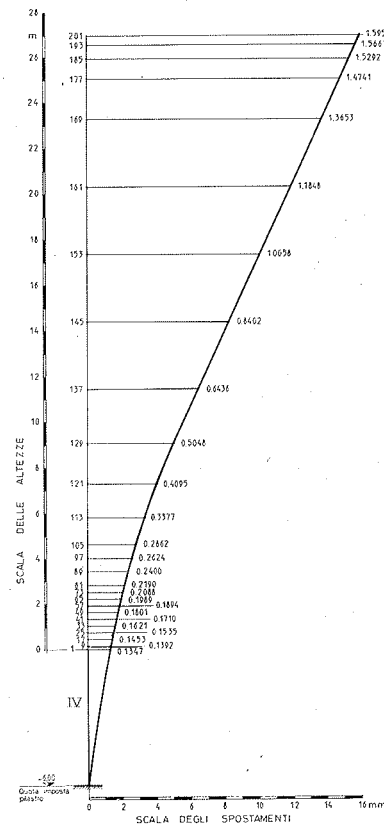
Anche tali diagrammi presentano una progressiva regolarizzazione verso l'alto ed alcuni di essi non sono direttamente confrontabili per esigenze di alterazione delle scale di rappresentazione.

Anche in tale caso emerge un corretto rispetto della simmetria.

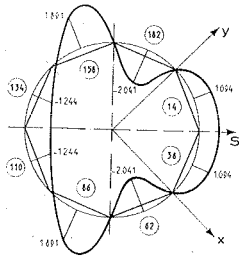
Le tensioni verticali danno vita a diagrammi quasi perfettamente lineari.



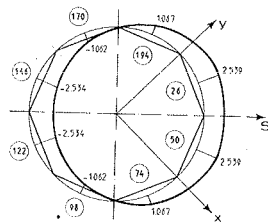
4.3 - Deformata secondo « x » in mm - Silos non ammalorato.



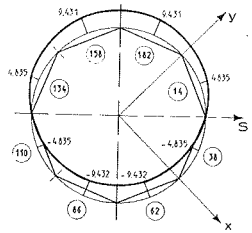
4.4 - Deformata secondo « y » in mm - Silos non ammalorato.



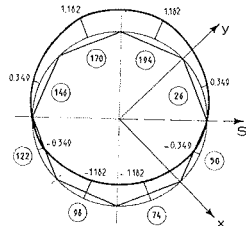
σ circolarziali in t.m<sup>2</sup> nel baricentro degli elementi



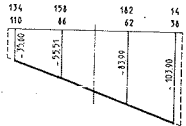
σ circolarziali in t.m<sup>2</sup> nel baricentro degli elementi



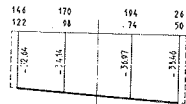
τ circolarziali in t.m<sup>2</sup> nel baricentro degli elementi



τ circolarziali in t.m<sup>2</sup> nel baricentro degli elementi



σ verticali in t.m<sup>2</sup> nel baricentro degli elementi



σ verticali in t.m<sup>2</sup> nel baricentro degli elementi

4.5 - Elementi compresi tra le quote 1,65 e 1,95 m - Silos non ammalorato.

4.6 - Elementi compresi tra le quote 14,55 e 17,55 m - Silos non ammalorato.

2° Schema: Silos degradato a quota + 1,50 m per uno sviluppo circolarziale di m 6,24 interessante gli E.F. 109 e 133

Tale 2° schema strutturale affronta l'esame degli effetti della degradazione rilevabile dallo schema della fig. 4.7.

Si precisa che si è ritenuto opportuno in questo caso, assumere come direzione del sisma quella corrispondente alla bisettrice della zona degradata indicata, nelle figure interessate, come direzione s.

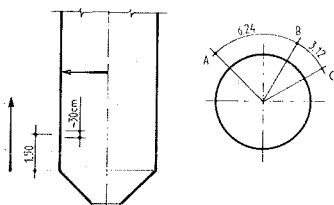
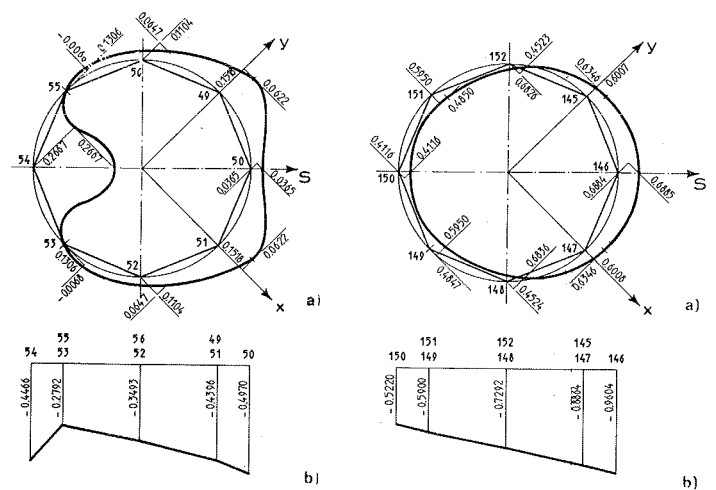


Fig. 4.7

Procedendo all'esame dei risultati della elaborazione si è ritenuto utile rappresentare, come già premesso, i diagrammi delle deformazioni sia trasversali che verticali alle medesime quote insieme ai diagrammi relativi allo stato tensionale.

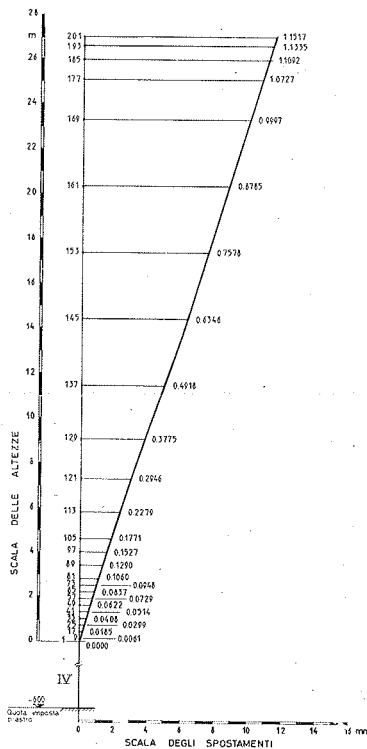
In particolare le figg. 4.8 e 4.9 illustrano le deformate sia trasversali che verticali a quota + 1,65 ml e + 14,55 ml rispettivamente.



4.8 - a) Deformata della sezione trasversale in mm a quota 1,65 m - Elementi n. 109 e 133 ammalorati; b) Spostamenti verticali in mm a quota 1,65 m - Elementi n. 109 e 133 ammalorati.

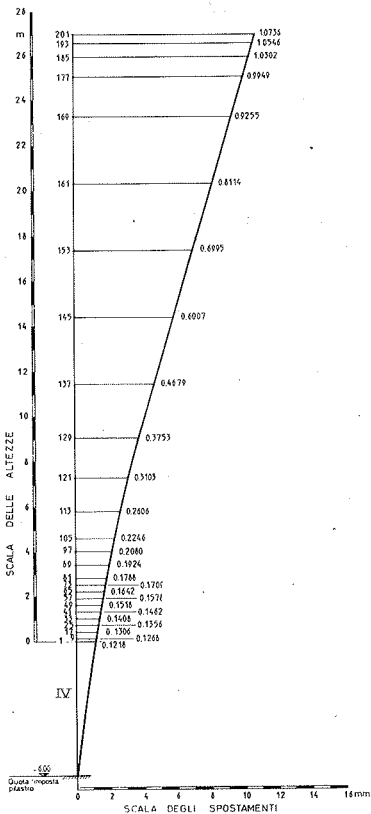
4.9 - a) Deformata della sezione trasversale in mm a quota 14,55 m - Elementi n. 109 e 133 ammalorati; b) Spostamenti verticali in mm a quota 14,55 m - Elementi n. 109 e 133 ammalorati.

Un confronto con le corrispondenti precedenti deformate evidenzia alcune differenze fondamentali. Per quanto concerne le deformate trasversali, pur nel rispetto della simmetria, attesa la direzione assunta per il sisma, si osserva un notevole incremento dei valori degli spostamenti nelle due direzioni x ed y con completa alterazione dell'assetto finale.

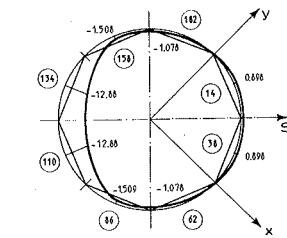


4.10 - Deformata secondo « x » in mm - Elementi n. 109 e 133 ammalorati.

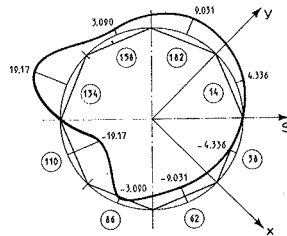




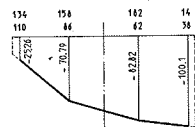
4.11 - Deformata secondo "y" in mm - Elementi n. 109 e 133 ammalorati.



σ circolarziali in t·m<sup>-2</sup>

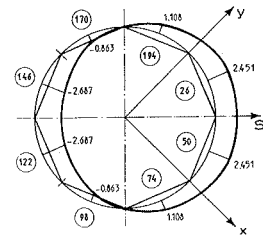


τ circolarziali in t·m<sup>-2</sup>

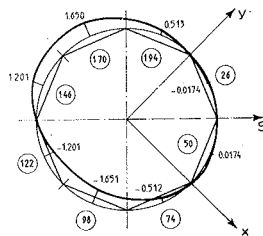


σ verticali in t·m<sup>-2</sup>

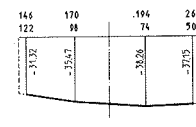
4.12 - Sforzi tra le quote 1,65 m e 1,95 m con elementi n. 109 e 133 ammalorati.



σ circolarziali in t·m<sup>-2</sup>



τ circolarziali in t·m<sup>-2</sup>



σ verticali in t·m<sup>-2</sup>

4.13 - Sforzi tra le quote 1,55 m e 1,95 m con elementi n. 109 e 133 ammalorati.

Le deformate verticali, invece, pur mantenendo all'incirca i medesimi valori del caso precedente, nei modi corrispondenti alla verticale della zona degradata evidenziano una netta alterazione del diagramma lineare con netto incremento dello spostamento stesso.

Procedendo da tale sezione verso l'alto si nota una progressiva tendenza alla regolarizzazione che emerge in modo netto nella fig. 4.9 alla quale si rimanda per ogni utile confronto anche rispetto al caso dello schema 1.

Nelle figg. 4.10 e 4.11 sono riportate le deformate longitudinali sia con riferimento agli spostamenti secondo x che secondo y.

Analoghe osservazioni si possono sviluppare relativamente agli stati tensionali riportati nelle figg. 4.12 e 4.13.

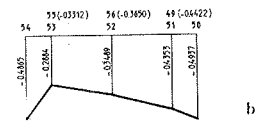
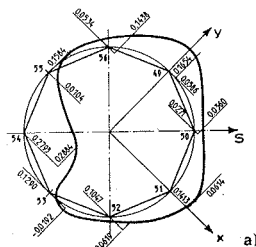
3° Schema: Silos degradato a quota 1,50 m per uno sviluppo circonferenziale AB di m 6,24 interessante gli E.F. 109 e 133 con l'aggiunta di un arco adiacente BC di sviluppo di m 3,12 interessante l'E.F. 157 avente  $E_c = 50.000 \text{ Kg/cm}^2$  (fig. 4.7)

Tale 3° schema strutturale è stato affrontato mantenendo inalterata la direzione del sisma, così come assunta per il 2° schema.

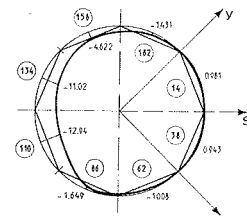
L'esame dei risultati è consegnato nelle figure 4.14 per quanto concerne lo stato di deformazione, e 4.15 per quanto riguarda lo stato di tensione.

Tali diagrammi si riferiscono unicamente alla sezione a quota 1,65 m in quanto il progressivo regolarizzarsi della

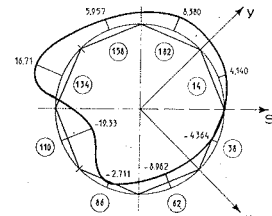
situazione verso l'alto ha consigliato di non ripetere le corrispondenti rappresentazioni.



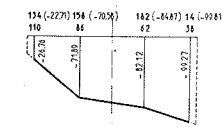
4.14 - a) Deformata della sezione trasversale in mm a quota 1,65 m con elementi n. 109 e 133 ammalorati. N. 157 con  $E = 50.000 \text{ kg/cm}^2$ ; b) Spostamenti verticali in mm a quota 1,65 m con elementi n. 109 e 133 ammalorati. N. 157 con  $E = 50.000 \text{ kg/cm}^2$ .



σ circolarziali in t·m<sup>-2</sup>



τ circolarziali in t·m<sup>-2</sup>



σ verticali in t·m<sup>-2</sup>

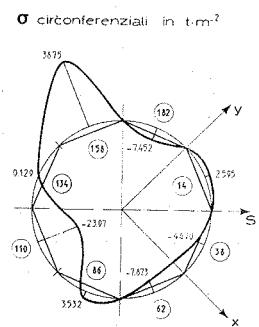
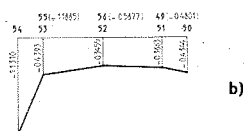
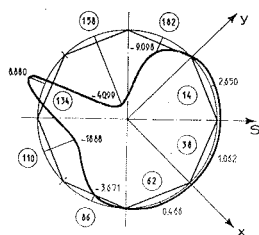
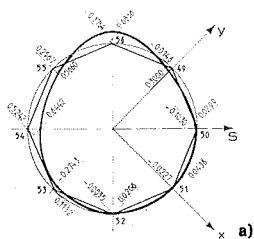
4.15 - Sforzi tra le quote 1,65 m e 1,95 m con elementi n. 109 e 133 ammalorati. N. 157 con  $E = 50.000 \text{ kg/cm}^2$ .

Dai diagrammi delle citate figure si osserva l'alterazione della simmetria dovuta alla invariata direzione del sisma assunto nello schema 2, ed un ulteriore incremento degli spostamenti nelle zone limitrofe a quelle degradate.

Anche la rappresentazione dello stato tensionale ripete il caso 2 con un ulteriore incremento dei valori numerici.

**4° Schema: Ripete lo schema 3 per la geometria della degradazione con annullamento del modulo E<sub>c</sub> nel tratto BC**

I risultati, presentati col consueto ordine, sono illustrati nelle figg. 4.16 e 4.17 alle quali si rimanda per il rilievo delle osservazioni qualitative e quantitative.



4.16 - a) Deformata della sezione trasversale in mm a quota 1,65 m con elementi n. 109-133-157 ammalorati; b) Spostamenti verticali in mm a quota 1,65 m con elementi n. 109-133-157 ammalorati.

4.17 - Sforzi tra le quote 1,65 e 1,95 m con elementi n. 109-133-157 ammalorati.

**5. ANALISI DINAMICA**

Per quanto concerne una più rigorosa analisi dinamica, è stato assunto il modello spaziale già prescelto ed esaminato di cui alle figg. 2.2.a) e 2.2.b), sempre a silos vuoto, ma ritenuto incastrato alla tramoggia e si è proceduto alla determinazione delle prime tre frequenze e dei corrispondenti modi di vibrazione.

Il primo modo è di tipo torsionale mentre il secondo ed il terzo di tipo flessionale.

Il codice fornisce oltre alle grandezze già enumerate ed illustrate precedentemente, anche gli spostamenti corrispondenti ad una eccitazione sismica secondo una assegnata direzione a mezzo della espressione

$$W_{ik} = s(T_i) \frac{\sum_1^k m_i \Phi_{i,k}}{\sum_1^k m_i \Phi_{i,k}^2} \Phi_{i,k}$$

essendo:

K indice del modo di vibrazione

i indice del grado di libertà

s(T<sub>i</sub>) spettro di risposta funzione del periodo di vibrazione T<sub>i</sub>

Φ<sub>i,k</sub> elemento degli autovettori

m<sub>i</sub> massa corrispondente all'iesimo grado di libertà

Lo spostamento risultante viene ottenuto con l'espressione:

$$W_i = \sqrt{\sum_1^N W_{i,k}^2}$$

ove N è il numero di modi di vibrazione considerati.

Le accelerazioni invece sono fornite da:

$$a_{ik} = W_k^2 \cdot W_{i,k} \quad \text{con} \quad W_i = \frac{2\pi}{T_i}$$

La forza sismica vale:

$$F_{i,k} = m_i \times a_{i,k}$$

Nella tab. 1 vengono riportati i valori caratteristici delle frequenze, il periodo relativo ai vari modi di vibrazione.

TABELLA 1

Modi di vibrazione	Frequenza		Periodo sec
	rad/sec	cicli/sec	
1 Torsionale	21,54	3,428	0,2917
2 Flessionale x	24,16	3,846	0,2600
3 Flessionale y	24,16	3,846	0,2600

Infine nella tab. 2 vengono rappresentati i fattori di partecipazione modale e cioè:

$$F_p = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

TABELLA 2

Modo	Fattore di partecipazione		
	direzione x	direzione y	direzione z
1	133,6 × 10 <sup>-6</sup>	214,5 × 10 <sup>-6</sup>	0,9532 × 10 <sup>-6</sup>
2	4,879	52,83 × 10 <sup>-6</sup>	1,1220 × 10 <sup>-6</sup>
3	52,83 × 10 <sup>-6</sup>	4,879	1,1160 × 10 <sup>-6</sup>

Vengono inoltre riportati alcuni valori dello spettro di risposta relativo alle norme italiane.

TABELLA 3

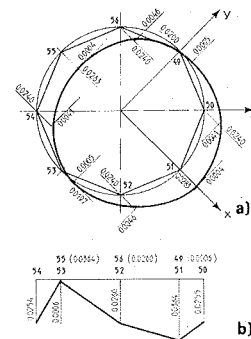
Periodo $T_0$	Valore spettro di risposta
0,0000	1,0000
0,8000	1,0000
0,8200	0,9839
1,0000	0,8620
1,2500	0,7428
1,5000	0,6578
2,0000	0,5430
3,0000	0,4680
3,5000	0,4140
5,0000	0,2948

Nella fig. 5.1 è rappresentato il diagramma della deformata trasversale e degli spostamenti verticali mentre nella fig. 5.2 è riportata la deformata longitudinale. Infine nella fig. 5.3 sono illustrati i diagrammi delle tensioni.

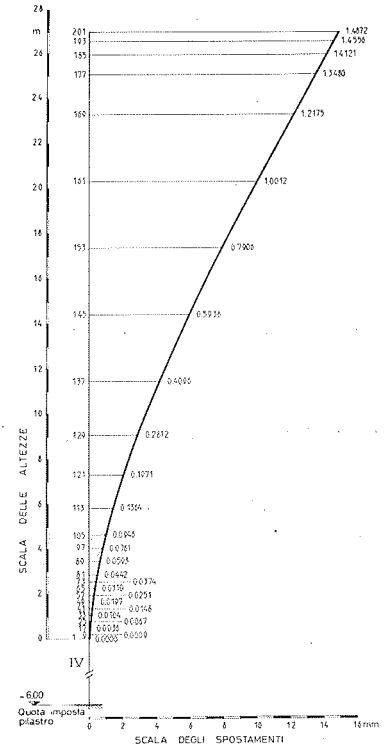
Si nota, in paragone ai casi precedenti, una difformità nei diagrammi degli spostamenti verticali e delle corrispondenti tensioni ( $\sigma$ ).

Tale soluzione, pur fornendo ottimi risultati, presenta l'inconveniente di un elevato tempo macchina che nel caso

in esame ha raggiunto circa i 16 minuti, poiché, come è noto, il tempo macchina aumenta con il quadrato della banda. Pertanto nella soluzione successiva si è preferito affrontare il problema con l'analisi dinamica piana.



5.1 - a) Deformata della sezione trasversale in mm a quota 1,65 m - Analisi dinamica; b) Spostamenti verticali in mm a quota 1,65 m - Analisi dinamica.



5.2 - Deformata secondo « x » in mm - Analisi dinamica.

Nel caso di un sistema ad un grado di libertà (fig. A), l'equazione del moto è:

$$\ddot{u} + \omega^2 u + 2\beta \dot{u} = -\ddot{y}_{so} f_a(t) \quad (1)$$

e la risposta è fornita da:

$$u(t) = -\frac{\ddot{y}_{so}}{\omega^2} (DLF)_a \quad (2)$$

dove:

$u(t) = y - y_s$  è lo spostamento relativo della massa ( $m$ ) rispetto all'appoggio;

$$(DLF)_a = \omega \int_0^t f_a(\tau) e^{-\beta(t-\tau)} d\tau$$

sin  $\omega(t-\tau)$  (fattore dinamico di carico)

$\ddot{y}_{so}$  = accelerazione massima del suolo

$f_a(t)$  = funzione tempo per l'accelerazione dell'appoggio

$\ddot{y}_s = \ddot{y}_{so} f_a(t)$

$\beta = \frac{c}{2m}$  fattore di smorzamento.

Nel caso di sistemi a molti gradi di libertà con moto dell'appoggio, si ha:

$$\ddot{A}_k + \omega_k^2 A_k + 2\beta_k \dot{A}_k = f(t) \frac{\sum_i F_{i1} \Phi_{i,k}}{\sum_i m_i \Phi_{i,k}^2} \quad (3)$$

dove la forza applicata alla massa  $i$  è  $F_{i1} f(t)$ .

Si dimostra che la risposta dovuta al moto dell'appoggio è equivalente alla risposta dovuta alle forze applicate pari a  $-m \ddot{y}_s$ . Per un sistema a molti gradi di libertà, l'equivalente

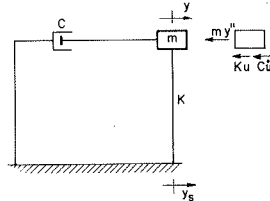


Fig. A

forza applicata alla massa  $i$  dovrà perciò essere  $m_i \ddot{y}_s = -m_i \ddot{y}_{so} f_a(t)$  che, sostituita nella (3) al posto della  $F_{i1} f(t)$ , fornisce

$$\ddot{A}_k + \omega_k^2 A_k + 2\beta \dot{A}_k = -\frac{f_a(t) \sum_i m_i \Phi_{i,k}}{\sum_i m_i \Phi_{i,k}^2} \quad (4)$$

$A_k$  è lo spostamento relativo modale rispetto all'appoggio.

Dal confronto delle (1), (4) si vede che l'unica differenza è la presenza delle due sommatorie a secondo membro della (4). Dal momento che queste sono costanti per un modo e modificano semplicemente l'accelerazione di input, la stessa modifica può applicarsi alla risposta di un sistema ad un sol grado di libertà per ottenere la risposta modale. Definendo allora *coefficiente di partecipazione modale*

$$F_p = \frac{\sum_i m_i \Phi_{i,k}}{\sum_i m_i \Phi_{i,k}^2}$$

lo spostamento modale è dato da

$$A_k(t) = F_p s(T_i)$$

dove  $s(T_i)$  è la risposta di un sistema ad un sol grado di libertà fornita dalla (2) ( $u = s(t)$ ) con frequenza circolare  $\omega_n$  oppure da

$$s(T_i) = -\frac{\ddot{y}_{so}}{\omega_n^2} (DLF)_{na}$$

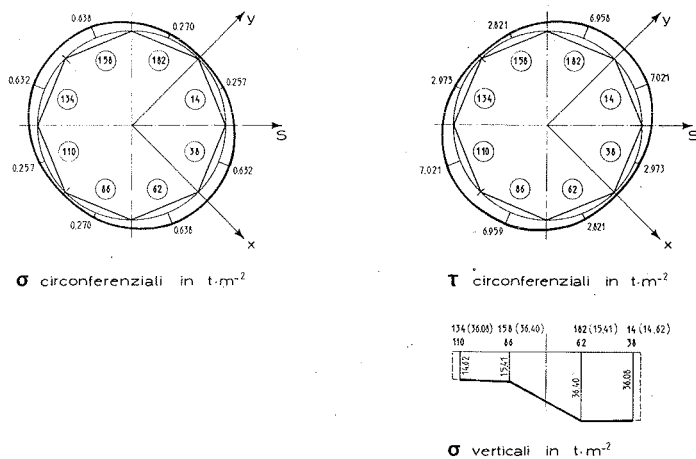
dove  $(DLF)_{na}$  è il fattore dinamico di carico nel senso usuale associato con la frequenza  $\omega_n$  e la funzione tempo  $f_a(t)$ .

Lo spostamento modale della massa  $i$  è

$$w_{ik} = F_p s(T_i) \Phi_{i,k}$$

e lo spostamento totale relativo

$$w_i = \sum_k w_{ik}$$



5.3 - Sforzi tra le quote 1,65 e 1,95 m - Analisi dinamica.

6. ANALISI DINAMICA PIANA

Il ripristino statico del silos è stato realizzato con una camicia interna in calcestruzzo armato circonferenzialmente e longitudinalmente, a diretto contatto con la parete cilindrica esistente, dello spessore di 8 cm, per un'altezza pari a 2/3 di h, come illustrato nella fig. 6.1.

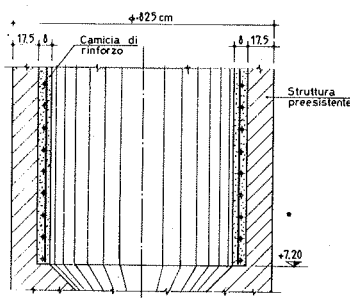


Fig. 6.1

Al fine di verificare l'efficienza di tale soluzione si è ritenuto opportuno effettuare una analisi dinamica considerando la massa originale del silos con l'aggiunta del peso della citata camicia interna e considerando inoltre anche il peso del cereale insilato.

Al fine di contenere il tempo-macchina, senza del resto togliere precisione ed accettabilità ai risultati, e trattandosi inoltre di una struttura assialsimmetrica, si è proceduto ad una analisi di struttura piana avente le medesime inerzie, tronco per tronco, della struttura reale.

Tale struttura è stata suddivisa in nove aste e dieci punti nodali così come illustrato in fig. 6.2.

Ad ogni punto nodale vengono associati due gradi di libertà e precisamente spostamento secondo x e rotazione intorno all'asse z.

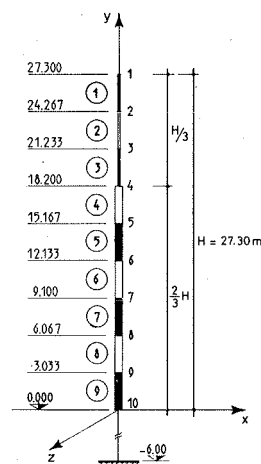


Fig. 6.2

Si assumono le seguenti grandezze caratteristiche:

g accelerazione di gravità = 9,81 m/sec<sup>2</sup>

Y peso specifico del calcestruzzo = 2,50 t/m<sup>3</sup>

Y\* peso specifico del cereale = 0,80 t/m<sup>3</sup>

ρ densità = Y/g

Per la sezione trasversale: da quota 18,20 a quota 27,30:

D<sub>i</sub> = 7,90 m    D<sub>e</sub> = 8,25 m    s = 0,175 m

D<sub>m</sub> = 8,075 m

$$\text{Area} = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_i^2) = 4,4395 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerzia } I = \frac{\pi}{64} (D_e^4 - D_i^4) = 36,2017 \text{ m}^4$$

Per la sezione trasversale da quota 0,00 a quota 18,20 m:

D<sub>i</sub> = 7,74 m    D<sub>e</sub> = 8,25 m

s = 0,175 + 0,080 = 0,255 m    D<sub>m</sub> = 7,995 m

$$\text{Area} = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_i^2) = 6,4048 \text{ m}^2$$

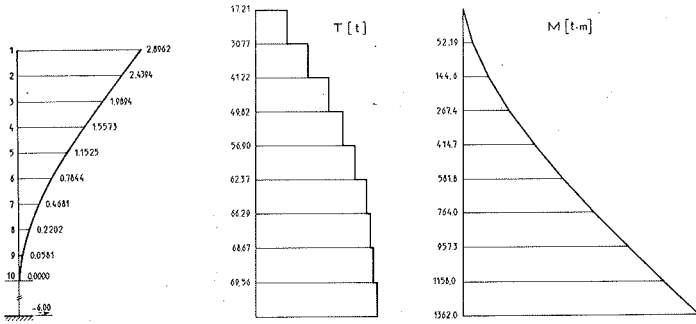
$$\text{Inerzia } I = \frac{\pi}{64} (D_e^4 - D_i^4) = 51,2268 \text{ m}^4$$

Calcolo della densità delle masse equivalenti (calcestruzzo e cereale):

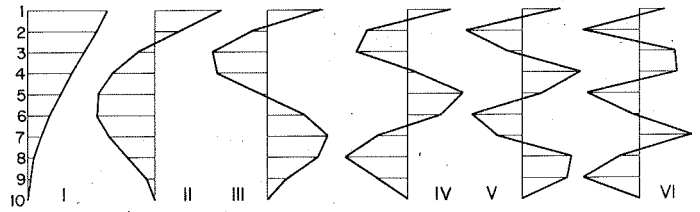
da quota 18,20 m a quota 27,30 m:

$$C = \frac{1}{4,4395} \left( \frac{2,5 \times 4,4395}{9,81} + \frac{\pi D^2 m}{4} \times \frac{0,8}{9,81} \right) = 1,195566 \frac{\text{t sec}^2}{\text{m}^4}$$

da quota 0,00 a quota 18,20 m:



6.3 - Deformata longitudinale in mm - Analisi dinamica piana; 6.4-6.5 - Azioni interne.



6.6 - Forme modali - Analisi dinamica.

$$C = \frac{1}{6,4048} \left( \frac{2,4 \times 6,4048}{9,81} + \frac{\pi D^2 m}{4} \times \frac{0,8}{9,81} \right) = 0,893620 \frac{t \text{ sec}^2}{m^4}$$

A quota 27,30 m viene considerata una massa concentrata dovuta alla soletta di copertura pari a:

$$m = \frac{37 \text{ t}}{9,81} = 3,80 \frac{t \text{ sec}^2}{m}$$

Sono stati determinati 6 modi di vibrazione e nella tab. 4 sono stati riportati i valori delle frequenze e dei periodi insieme ai relativi coefficienti di partecipazione.

Con tale procedimento il tempo macchina si è ridotto rispetto al caso spaziale, ad 1,5 minuti.

Nella fig. 6.3 è stata riportata la deformata longitudinale, mentre nelle figg. 6.4 e 6.5 sono stati tracciati i diagrammi delle azioni interne T ed M.

In fig. 6.6 sono riportate le forme modali.

I confronti tra i vari diagrammi evidenzieranno il comportamento della struttura.

TABELLA 4

Modi di vibrazione	Frequenza		Periodo (sec)	Coefficiente di partecipaz.
	rad/sec	cicli/sec		
1	18,82	2,996	0,333800	9,799
2	112,20	17,860	0,055980	5,448
3	303,20	48,250	0,020730	3,294
4	602,30	95,860	0,010430	2,375
5	993,30	158,100	0,006326	1,795
6	1467,00	833,500	0,004283	1,479

## BIBLIOGRAFIA

- BLUME, J.A. - NEWMARK, N.M. - CORNING, L.H.: Design of multi-story reinforced concrete building for earthquake motions P.C.A. - Skokie, Ill., 1961).
- CASTELLANI, A. ED ALTRI: Calcolo di strutture in zona sismica - Tamburini Editore, Milano 1975.
- DESPEYROUX, M.J.: Notre experience du comportement des constructions soumises a un ébranlement sismique - Annales de l'Institut Technique du bâtiment et du travaux publics n. 194, Febbraio 1964.
- FERRY BORGES, J.: Seismic design of reinforced concrete buildings - I.C.E.E. - Milano, Bergamo.
- GIUFFRÉ, A.: Analisi matriciale delle strutture - Tamburini Editore Milano 1973.
- GRANDORI, G.: Introduzione all'Ingegneria sismica - Tamburini Editore, Milano 1970.
- BATHE, K.J. - WILSON, E.L. - PETERSON, F.E.: Sap IV - A structural analysis program for static and dynamic response of linear systems - University of California - Berkeley 1973.
- BIGGS, J.M.: Introduction to structural dynamics - Mc Graw-Hill Book Company, N.Y.
- MENDITTO, G.: Problemi progettuali degli edifici prefabbricati in zona sismica - La prefabbricazione n. 2 e 3 - Febbraio e Marzo 1977.
- POZZATI, P.: Teoria e Tecnica delle strutture - Vol. I, UTET, Torino 1972.
- PROCEEDINGS: Fifth World Conference on Earthquake Engineering - Roma 1974, Vol. I e II.
- ZIENKIEWCZ, O.C. - CHEUNG, Y.K.: The finite element method in structural and continuum mechanics - Mc Graw-Hill, London 1967.
- WIEGEL, R.L.: Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc. 1970.

# Comportamento sperimentale di telai riparati soggetti a carichi dinamici

Comunicazione di:

Dott. Arch. Nina Avramidou Maio (\*)

Dott. Ing. Franco Focardi (\*\*)

Dott. Ing. Enrico Manzini (\*\*)

## 1. INTRODUZIONE

I numerosi eventi sismici che negli ultimi anni si sono verificati su tutto il territorio nazionale hanno riproposto il problema del recupero a livello strutturale delle costruzioni danneggiate.

La recente disponibilità sul mercato di materiali particolarmente indicati per il restauro di strutture in cemento armato consente attualmente di realizzare metodologie di recupero tecnicamente più evolute ed economicamente più convenienti.

D'altronde, anche per il notevole impegno tecnico-economico occorrente, la ricerca sperimentale su strutture riparate non è stata parallelamente approfondita.

Un procedimento di restauro sperimentato da alcuni ricercatori [1] [2] [3], su strutture in c.a. sottoposte a carichi statici e dinamici, consiste nel rimuovere le parti di calcestruzzo lesionato e quindi procedere alla riparazione mediante un nuovo getto simile all'originario con l'aggiunta di collari metallici esterni e di armature supplementari.

Un affine procedimento di restauro proposto e, già in

alcuni casi, utilizzato nella riparazione di strutture intelaiate [4] danneggiate da eventi sismici, consiste nella sostituzione delle parti di calcestruzzo deteriorato con altro di particolari caratteristiche meccaniche e chimiche, senza variazioni delle sezioni originarie.

Poiché quest'ultima tecnica, per l'assenza di ringrossamenti locali, consente di realizzare i restauri esteticamente e funzionalmente più soddisfacenti, si è ritenuto opportuno di sottoporla per prima a questa indagine.

A tale scopo una serie di telai piani in c.a. è stata portata a collasso sino a raggiungere, in alcune zone critiche, la disgregazione completa del conglomerato.

Ciò è stato ottenuto imponendo al traverso superiore uno spostamento sinusoidale simmetrico con ampiezza variabile a gradini ogni 50 cicli.

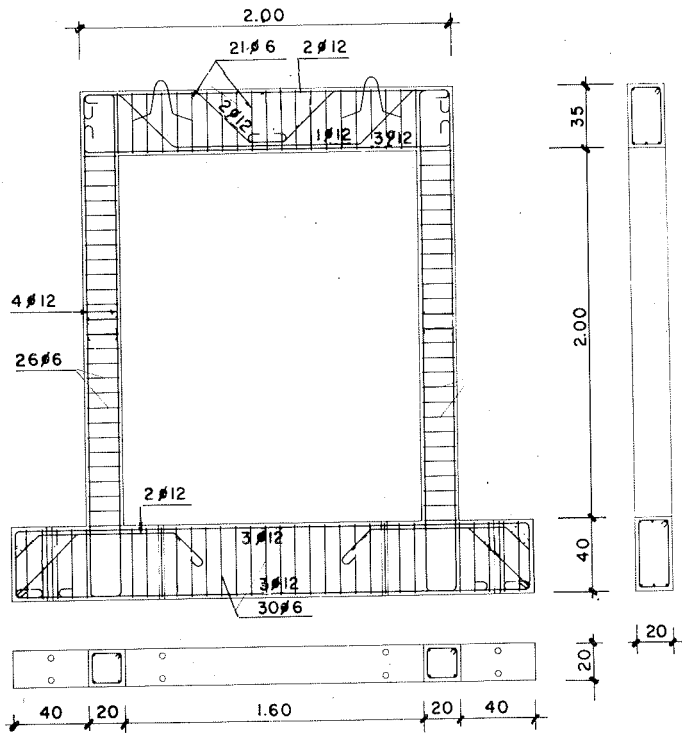
Nella prima fase della ricerca sono stati approntati quattro telai, tre dei quali tamponati con un pannello cieco di muratura di mattoni. Nell'intento di ridurre il fenomeno di martellamento telaio-muratura, un pannello è stato legato con malta speciale priva di ritiro.

Scopo della ricerca in questa sua prima fase è stato di porre a confronto il comportamento dei telai restaurati con quelli originari.

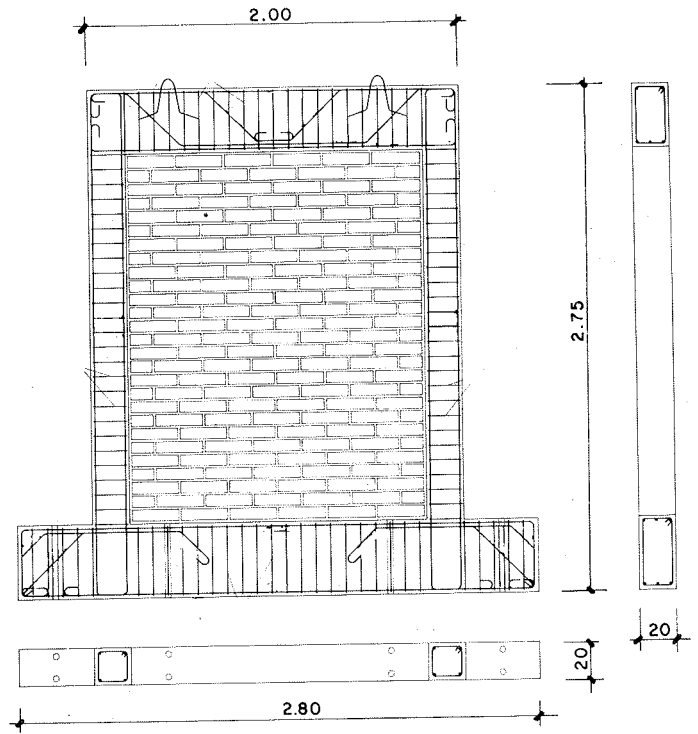
Si riferiscono i primi risultati ottenuti.

(\*) Dell'Istituto di Costruzioni dell'Università di Firenze.

(\*\*) Dell'Istituto d'Ingegneria Civile dell'Università di Firenze.



1 - Armatura e carpenteria del telaio



2 - Telaio con tamponamento

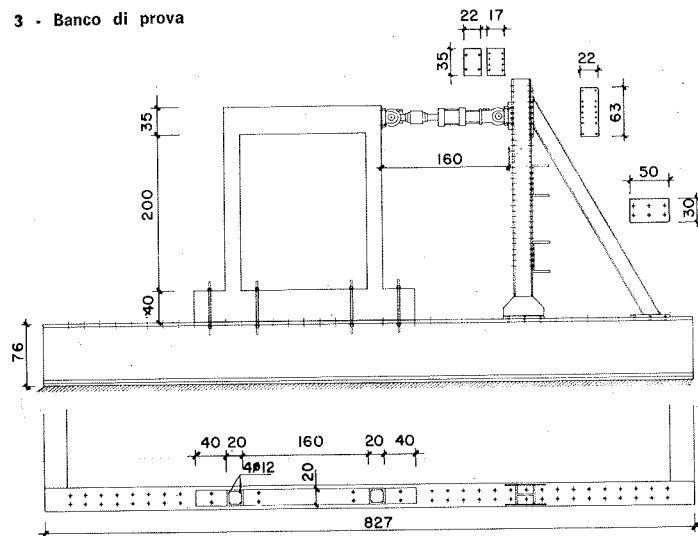
## 2. TELAI ED APPARATO DI PROVA

Le prove sono state condotte su telai piani opportunamente vincolati ad un banco di prova.

La forma e le dimensioni dei telai sono indicate nelle figg. 1 e 2.

Per i telai è stato impiegato calcestruzzo confezionato senza particolari accorgimenti. L'acciaio dell'armatura è del tipo ordinario ad aderenza migliorata classificato Fe b 44K non controllato.

### 3 - Banco di prova



Il banco di prova utilizzato è rappresentato in fig. 3; per l'apparato di sforzo è stato impiegato un attuatore idraulico a doppio effetto con asservimento totalmente automatico e controllo programmato in carico e corsa, elemento integrante di una apparecchiatura universale a loop chiuso MTS di avanzata concezione.

L'attuatore è provvisto di trasduttori di carico e di corsa incorporati. Lo spostamento è stato controllato e regolato mediante una centrale, comprendente organi per la generazione dei segnali, per la programmazione ed il controllo del ciclo e per la lettura anche ottica dei segnali; in particolare il segnale relativo allo sforzo è stato rilevato mediante un trasduttore di carico resistivo asservito all'apparato di controllo, mentre quello relativo allo spostamento imposto, mediante un trasduttore induttivo di corsa anch'esso asservito al medesimo apparato. Per tale ultimo scopo, è stato altresì impiegato un secondo trasduttore induttivo, collegato direttamente al telaio con riferimento indipendente dal banco di prova. L'uso di due trasduttori di corsa indipendente, ha consentito di depurare lo spostamento del traverso dagli errori di rilevazione conseguenti alla non perfetta rigidità del banco di prova. Sono stati infine impiegati due comparatori meccanici centesimali per calcolare la rotazione media complessiva del traverso di base.

I segnali provenienti dai trasduttori di forza e spostamento dell'attuatore venivano elaborati e amplificati direttamente dalla centrale di governo MTS, mentre quelli dell'altro trasduttore di spostamento erano elaborati da una centrale di amplificazione Höttinger. I tre segnali veni-

vano infine trasferiti su carta mediante un registratore a più piste.

### 3. DESCRIZIONE DELLE ESPERIENZE

Come già descritto al paragrafo 1, tutti i telai sono stati sollecitati con il seguente programma di carico: al traverso superiore è stata imposta una serie di spostamenti sinusoidali simmetrici. L'ampiezza dello spostamento è stata aumentata ogni 50 cicli con incrementi costanti.

La frequenza delle oscillazioni, mantenuta uguale a 1 Hz per quasi tutta la prova, è stata ridotta progressivamente fino a 0,2 Hz solo nelle ultime fasi, a causa della limitazione imposta dalla portata del loop idraulico.

Le prove sono state sospese al manifestarsi di una evidente caduta di resistenza accompagnata da gravi danneggiamenti delle strutture.

Le successive operazioni di restauro prevedevano la rimozione del calcestruzzo lesionato per una profondità di circa 5 cm così da liberare completamente le armature metalliche.

E' opportuno specificare che sono state riparate solo le zone maggiormente danneggiate (in corrispondenza dei nodi dei telai) senza intervenire sulle lesioni non accompagnate da disgregazione del calcestruzzo.

Il volume di conglomerato rimosso è stato sostituito con un getto di calcestruzzo a ritiro impedito (Emaco S66 della Mac Master Builders) le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nelle tabelle seguenti:

#### RESISTENZE ALLA COMPRESSIONE (kg/cm<sup>2</sup>)

Consistenza	Emaco S66 plastica
1 g.	280
3 gg.	590
7 gg.	740
28 gg.	920

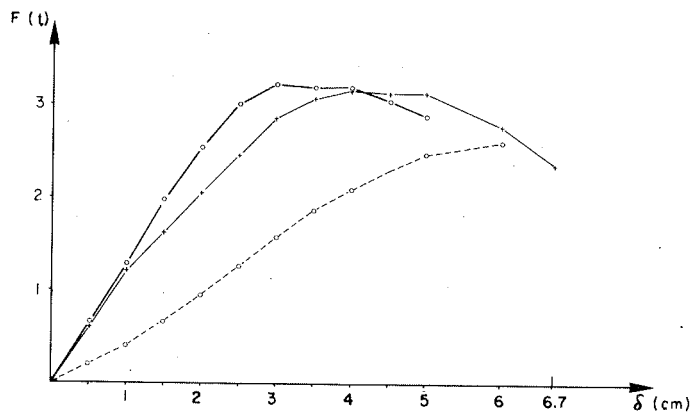
#### RESISTENZE ALLA FLESSIONE (kg/cm<sup>2</sup>)

Consistenza	Emaco S66 plastica
1 g.	50
3 gg.	70
7 gg.	84
28 gg.	104

La superficie pronta per ricevere il nuovo calcestruzzo veniva saturata di acqua durante le 24 ore precedenti il getto avendo cura, prima dell'esecuzione di questo, di eliminare l'acqua non assorbita al fine di evitare la formazione di un velo liquido decisamente pregiudizievole alla aderenza con il materiale d'apporto.

Non si è fatto uso di armature supplementari; solamente in un caso, a seguito della rottura di una barra di un pilastro, si è proceduto alla sua riparazione mediante saldatura.

Dopo un adeguato periodo di stagionatura tutti i telai restaurati sono stati sottoposti al medesimo programma di carico impiegato per quelli originari.



4 - Telaio senza tamponamento: reazione della struttura in funzione dell'ampiezza dei cicli di spostamento

— Telaio originario T<sub>A</sub>  
 - - - - - Telaio danneggiato  
 — Telaio riparato

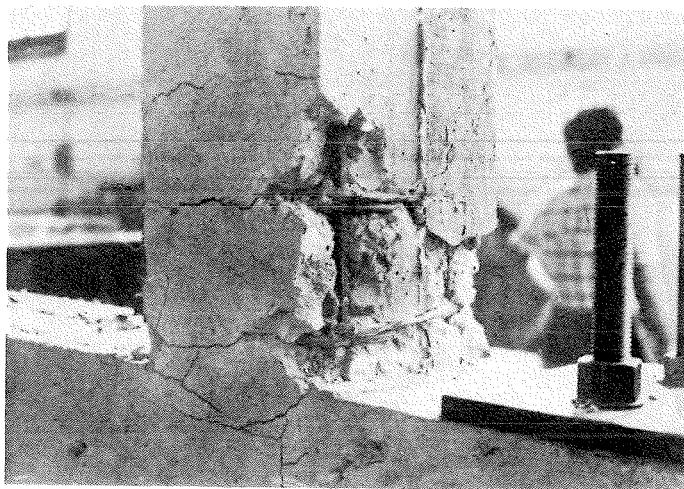
### 4. RISULTATI DELLA RICERCA

#### Telaio senza tamponamento

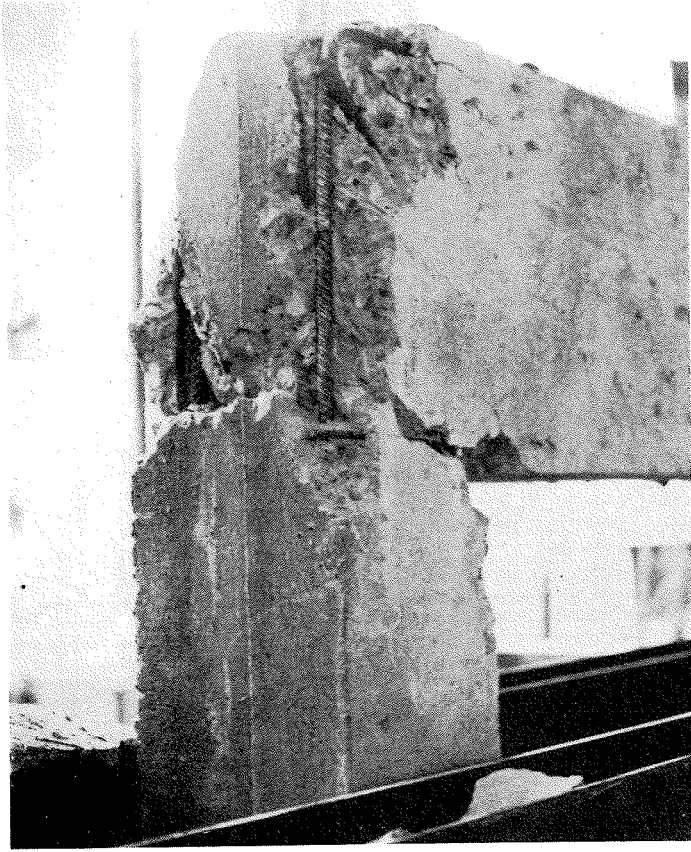
La resistenza caratteristica del calcestruzzo del primo telaio privo di tamponamento (contraddistinto dalla sigla T<sub>A</sub>) è risultata pari a 320 kg/cm<sup>2</sup>. I risultati della prova sono riportati nei grafici di fig. 4. In essa sono rappresentate le reazioni della struttura in funzione dell'ampiezza dei cicli di spostamento, per le seguenti situazioni:

a) telaio originario, b) telaio danneggiato, c) telaio restaurato. I valori riportati in ordinata rappresentano la

5 - Lesioni al piede di un pilastro del telaio originario senza tamponatura





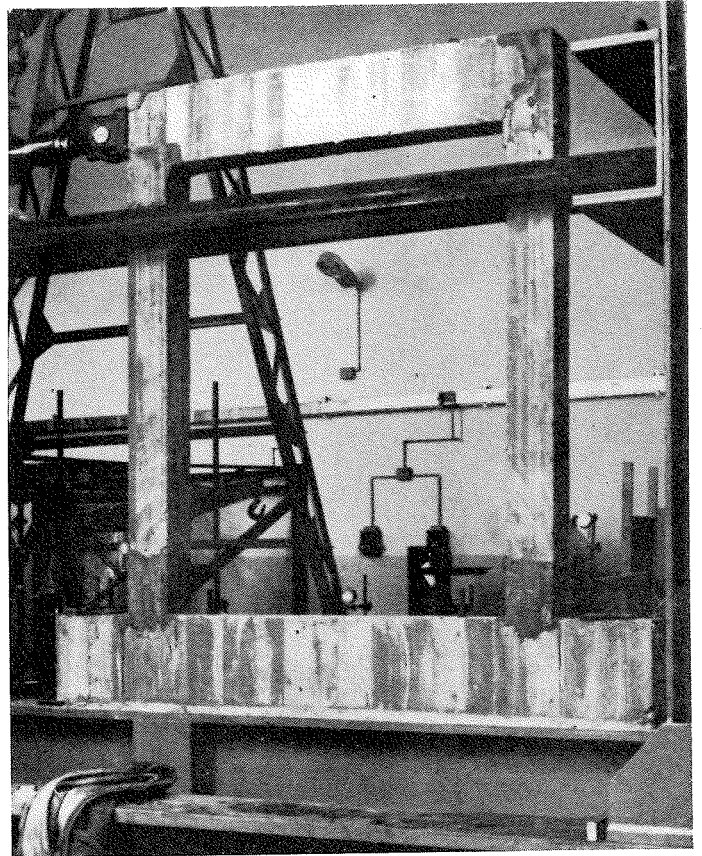
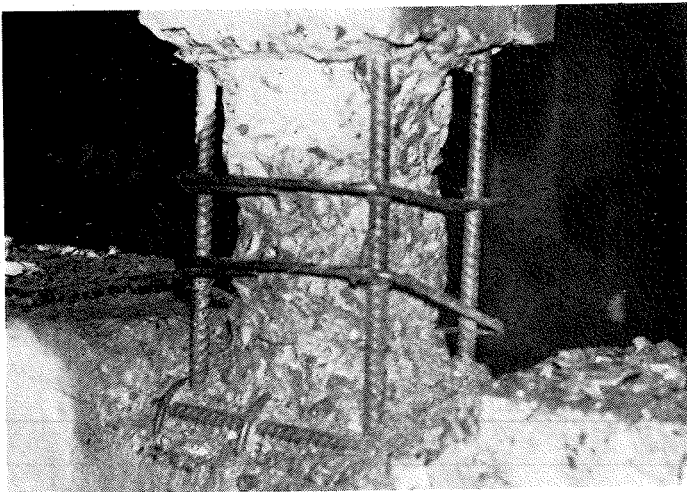


6 - Lesioni alla sommità di un pilastro del telaio originario senza tamponamento

media aritmetica della reazione al primo ed al cinquantesimo ciclo.

Occorre precisare che il diagramma tracciato a linea discontinua, si riferisce ad una nuova serie di cicli di carico cui è stato sottoposto il telaio già danneggiato, al precipuo scopo di definire, almeno a livello qualitativo, il grado di danneggiamento della struttura, ad un'ulteriore ripetizione dell'esperienza.

7 - Preparazione prima del getto di Emaco S 66

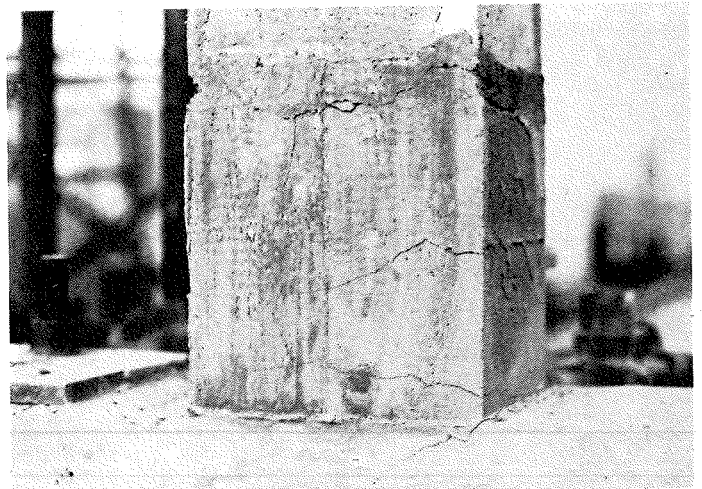


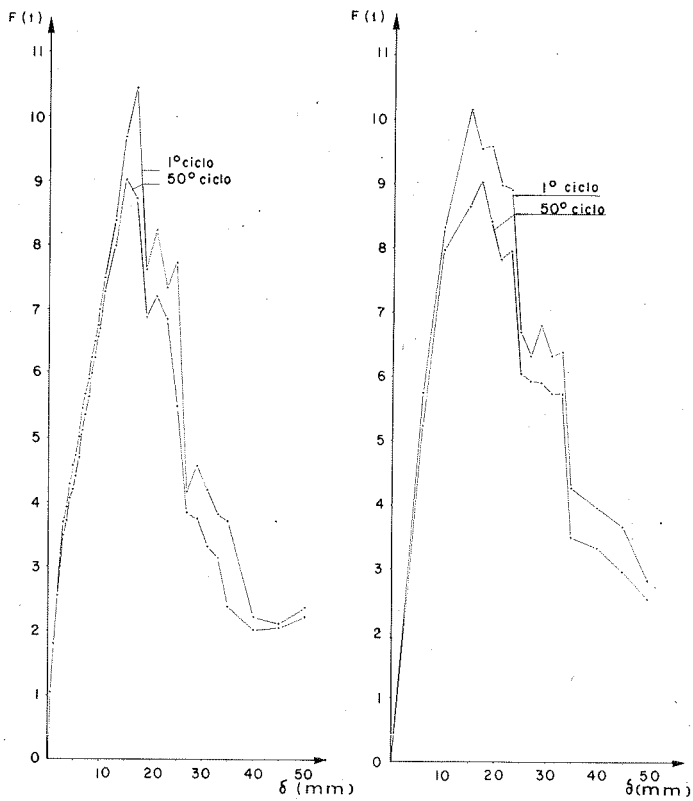
8 - Aspetto del telaio senza tamponatura dopo il restauro

Il valore massimo della risposta  $F$  per il telaio originario è stato di 3.200 kg, in corrispondenza di un'ampiezza di spostamento del traverso di 3,00 cm. Gli stessi dati per il telaio restaurato sono risultati 3.160 kg e 4,00 cm.

Nel corso della prova del telaio originario le lesioni manifestatesi inizialmente nelle sezioni di base e di sommità dei montanti e con localizzazione in corrispondenza delle staffe si sono estese successivamente per 2-3 spazi interstaffa.

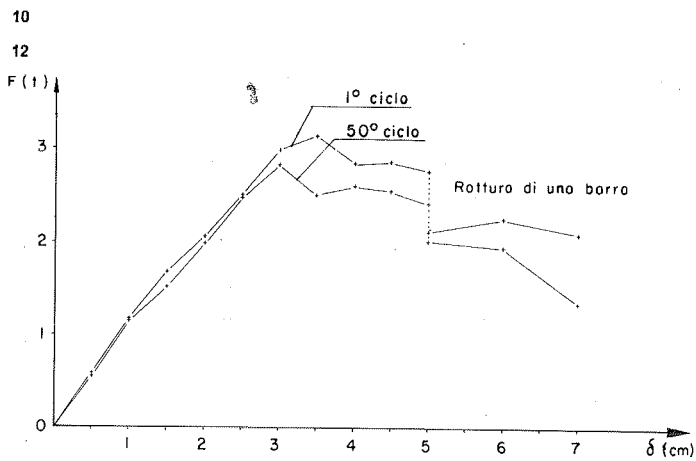
9 - Lesioni al piede di un pilastro riparato, al termine della prova



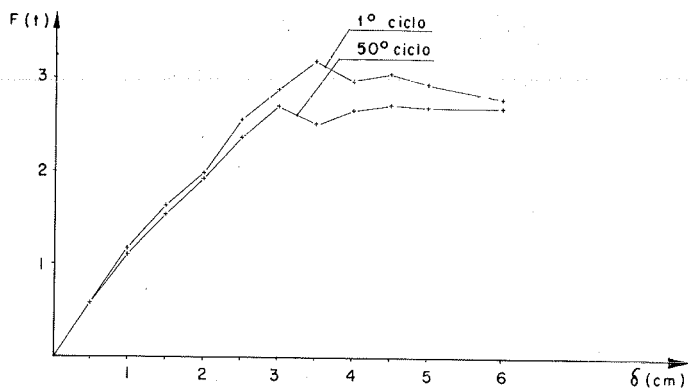


11

10 - Telai con tamponatura di mattoni pieni murati con malta di cemento: reazione in funzione dell'ampiezza dei cicli di spostamento; 11 - Rottura a taglio di un pilastro prodotta dal tamponamento; 12 - Telai con tamponamento di mattoni murati con malta di cemento: reazione dei telai riparati in funzione dell'ampiezza dei cicli di spostamento; 13 - Telaio  $T_C$  riparato: lesioni ad un nodo superiore a fine prova; 14-15 - Telaio  $T_C$  riparato: lesioni ai piedi di un pilastro durante la prova; 16 - Telaio con tamponamento in muratura di mattoni e malta antiritiro: reazione in funzione dell'ampiezza dei cicli di spostamento; 17 - Telaio  $T_D$  con tamponamento lesionato; 18 - Telaio  $T_D$ : particolare dell'attacco di un pilastro al termine della prova.

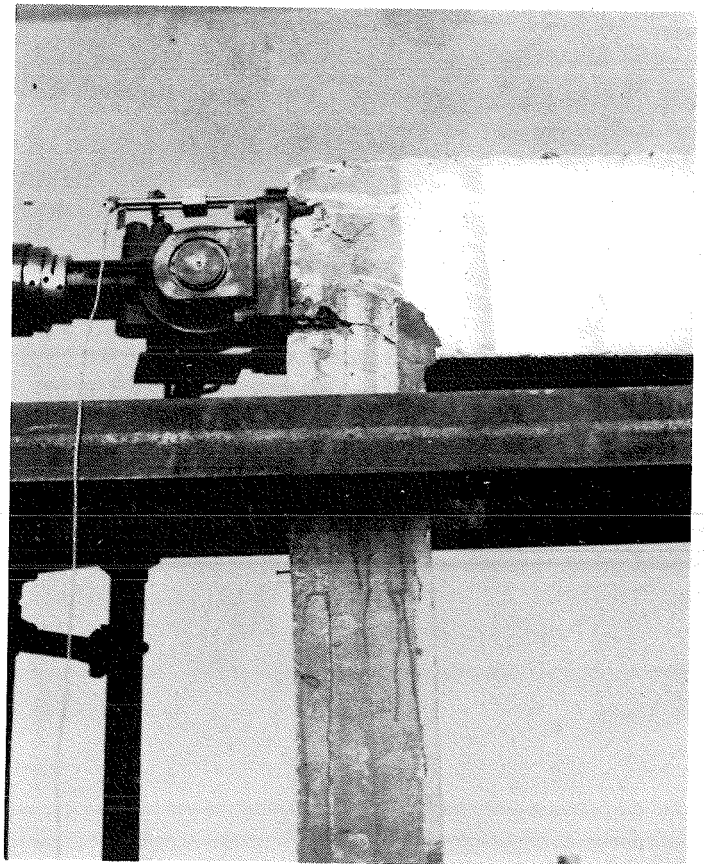


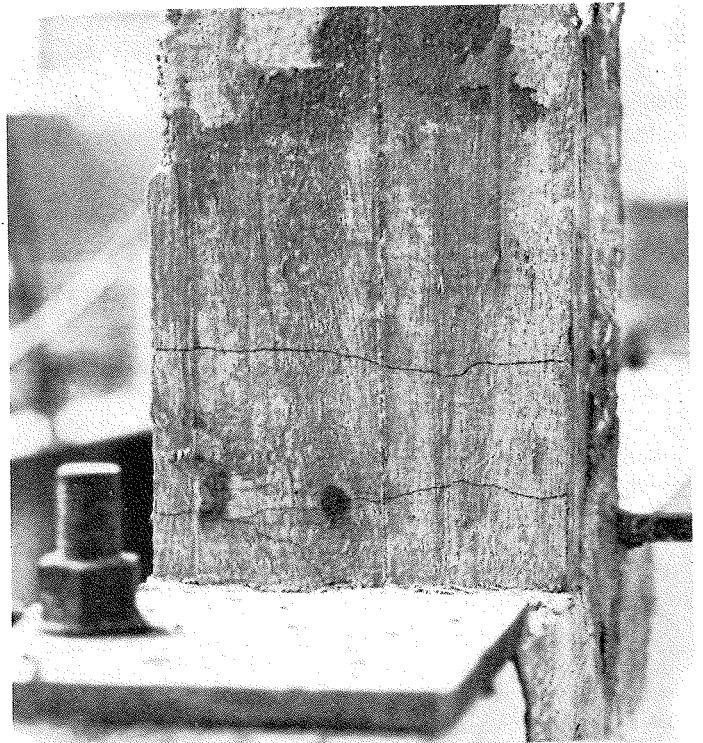
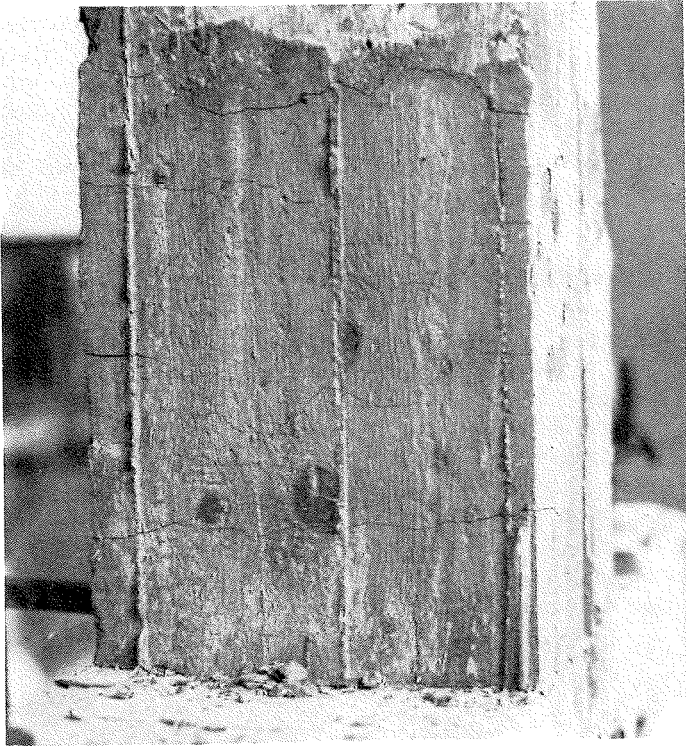
Telaio  $T_{13}$  riparato



Telaio  $T_C$  riparato

13

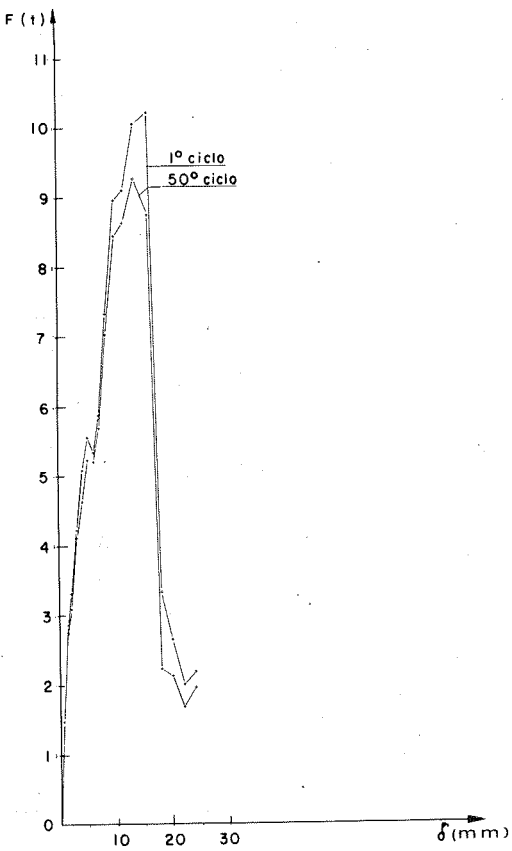




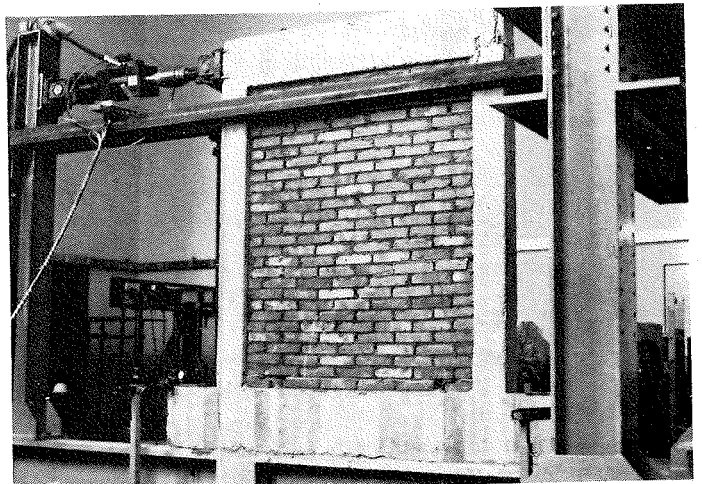
14

15

16

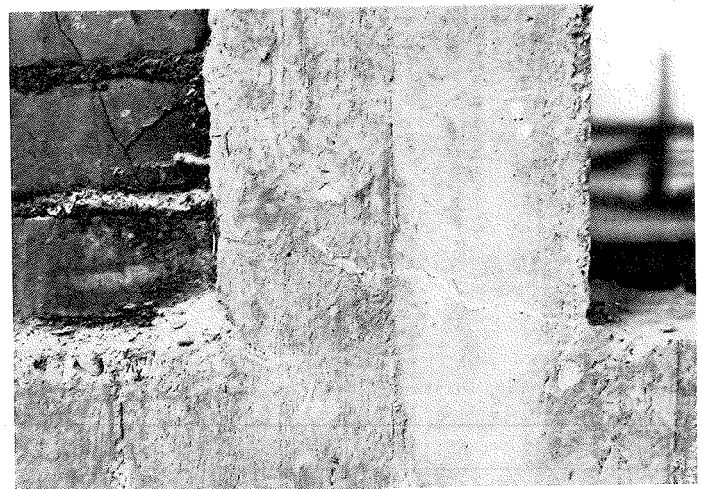


Telaio  $T_D$  con tamponamento



17

18



Al termine della prova, il nodo più danneggiato è risultato il superiore, opposto a quello in cui era applicato l'attuatore; nelle figg. 5 e 6 è visibile lo stato di danneggiamento osservato al termine della prova.

Nelle figg. 7 e 8 sono raffigurati rispettivamente la preparazione prima del getto di Emaco S66 ed il telaio a restauro avvenuto.

Le lesioni riscontrate al termine delle prove sul telaio restaurato hanno presentato, come localizzazione, aspetto simile a quelle già descritte per il telaio originario (fig. 9).

#### *Telai con tamponamento in muratura di mattoni e malta di cemento*

Con le modalità descritte in precedenza sono stati sperimentati due telai (contraddistinti dalle sigle  $T_B$  e  $T_C$ ) delle stesse caratteristiche di quello già descritto, con un tamponamento di muratura di mattoni pieni ad una testa (fig. 2); la resistenza a compressione della muratura al momento delle prove è risultata di  $240 \text{ kg/cm}^2$ .

I risultati delle esperienze sono riportati nei grafici di fig. 10; in essi sono riportate le reazioni dei telai in funzione dell'ampiezza dei cicli di spostamento: il diagramma superiore si riferisce al carico registrato durante il primo ciclo di carico, mentre quello inferiore rappresenta il carico al cinquantesimo ciclo.

I carichi massimi (in concomitanza della prima rottura della muratura) sono rispettivamente:  $10.500$  e  $10.250 \text{ kg}$  in corrispondenza di ampiezze di spostamento di  $17,00$  e  $15,00 \text{ mm}$ .

Prima della rottura della muratura di tamponamento i pilastri si sono fessurati per tutta la loro altezza con accentuazione nelle sezioni di attacco con le travi. La rottura diagonale del tamponamento si è propagata in alcuni punti attraverso i pilastri (fig. 11) come rilevato anche in altre esperienze [5] [6].

Anche per questi telai, dopo la rimozione dei tamponamenti lesionati, si è provveduto al restauro con le modalità descritte in precedenza e quindi alla successiva ripetizione della prova. Come già accennato, la riparazione è stata limitata ai nodi dei telai senza intervenire sulle lesioni manifestatesi lungo l'altezza dei pilastri.

I carichi massimi registrati in queste ultime prove sono riportati nei diagrammi della fig. 12 e sono risultati di  $3.160$  e  $3.200 \text{ kg}$  rispettivamente per ampiezze di  $3,00$  e  $3,50 \text{ cm}$ .

Nelle figg. 13, 14 e 15 sono visibili i danni rilevati durante il corso della prova sul telaio  $T_C$ .

#### *Telai con tamponamento in muratura di mattoni e malta antiritiro*

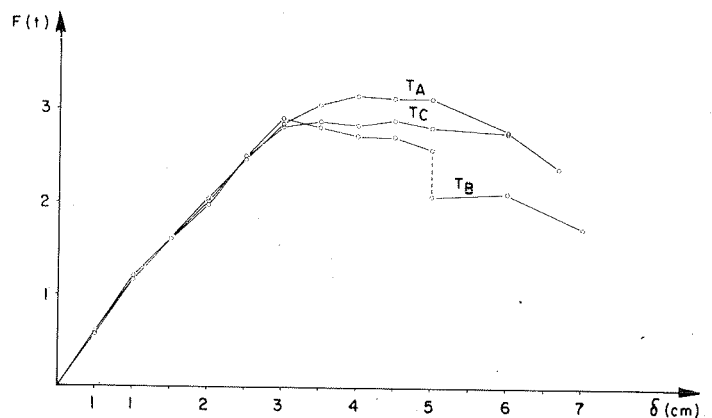
Sono tuttora in corso esperienze su telai delle stesse caratteristiche geometriche dei precedenti con tamponamento di mattoni pieni di una testa murati con malta antiritiro (resistenza a compressione della muratura:  $360 \text{ kg/cm}^2$ ).

Nelle figg. 16, 17 e 18 sono rappresentati rispettivamente i risultati ottenuti sul telaio (contraddistinto dalla sigla  $T_D$ ) ed il quadro fessurativo della struttura al momento della rottura completa del tamponamento. Il valore massimo della forza applicata è risultato pari a  $10.225 \text{ kg}$  in corrispondenza di un'ampiezza di spostamento di  $16,00 \text{ mm}$ .

### 5. COMMENTO DEI RISULTATI

I risultati conseguiti permettono di constatare che la tecnica di riparazione adottata consente di raggiungere resistenze dell'ordine di quelle del telaio originario, relativamente alle modalità di carico adottato. E' doveroso però precisare che il programma di carico è abbastanza lontano da quello cui viene sottoposta una struttura sollecitata da un terremoto.

Inoltre nei pilastri dei telai sperimentati lo sforzo assiale ha raggiunto valori modesti rispetto a quello che normalmente si manifesta nelle strutture intelaiate degli edifici.



Telai  $T_A$   $T_B$   $T_C$  riparati

19 - Confronto dei risultati.

Dalla fig. 19, (dove sono riportati il valor medio della reazione dei telai in funzione dell'ampiezza dello spostamento del traverso) si nota che fino ad un'ampiezza di  $30 \text{ mm}$  il comportamento delle strutture è sensibilmente lo stesso; in corrispondenza del valore massimo della forza  $F$ , la dispersione dei risultati risulta sempre contenuta, il che induce a pensare che il comportamento dei telai restaurati non sia sensibilmente influenzato dalla storia delle sollecitazioni attraverso le quali si pervenne al collasso della struttura originaria.

Nel telaio tamponato con malta antiritiro si è notato un minore martellamento fra la muratura e la struttura; peraltro, i valori massimi raggiunti dalla forza  $F$  sono pressoché uguali a quelli rilevati per i telai con tamponamento ordinario. E' opportuno osservare che la parte discendente dei diagrammi delle figg. 10 e 16 non ha particolare interesse

sperimentale in quanto dipendente dalla disgregazione della muratura che procede in maniera del tutto aleatoria.

Considerato che la tecnica di restauro adottata non richiede maestranze particolarmente specializzate ed impegni di spesa rilevanti, si ritiene interessante l'ulteriore approfondimento delle ricerche in questa direzione.

\* \* \*

La presente ricerca è stata effettuata con il contributo C.N.R. Responsabile del fondo Arch. Nina Avramidou Maio.

Alla ricerca hanno collaborato le laureande Carla Bartoli, Sabina Colaianni, Maria Doiacci, Angela Salituri.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] TASSIOS T., P. PLAINIS: « Mechanical behaviour of R.C. elements under seismic loading », Proc. RILEM Colloquium on Test and observations on Models and Structures, Udine, sett. 1974.
- [2] TASSIOS T., G. VASSILIOU: « Mechanical behaviour of repaired R.C. structures », Liegi, 1975.
- [3] TASSIOS T., P. PLAINIS, G. VASSILIOU: Column-beam joints failed under seismic loading, repaired and retested under seismic loading.
- [4] Il calcestruzzo oggi: « Malte speciali per ripristini strutturali », n. 1, vol. 9, 1976.
- [5] MELI R.: « Behaviour of masonry walls under lateral loads ».
- [6] AVRAMIDOU N.: « Indagine sperimentale su strutture intelaiate piane in c.a. con tamponamenti murari ». Atti del Convegno del gruppo C.N.R., c.a. e c.a.p., Bologna, 22 ottobre 1976.
- [7] AVRAMIDOU N., C. FEI: Considerazioni sul comportamento degli edifici in c.a. delle zone del Friuli colpite da eventi sismici e confronto con risultati ottenuti sperimentalmente. Atti del Convegno del gruppo C.N.R. « Azioni sismiche e del vento sulle costruzioni ». Udine, 5-6 dicembre 1976.



# Trattamenti protettivi e di risanamento delle superfici murarie

Comunicazione del Prof. Arch. Giuseppe Cigni (\*)

## TRATTAMENTI PROTETTIVI E DI RISANAMENTO DELLE SUPERFICI MURARIE

L'impiego delle resine sintetiche ha assunto, in questi ultimi anni, un notevole interesse per quanto riguarda la protezione delle parti esterne dei monumenti e dei vecchi edifici da risanare.

Con l'impiego delle resine in soluzione si possono eseguire diversi « trattamenti », più o meno superficiali, atti ad impedire il degrado provocato dagli agenti atmosferici, molto aggressivi in ambiente industriale e nelle grandi città, dove i fumi degli impianti di riscaldamento e dei mezzi motorizzati si depositano sulle facciate e attaccano i materiali, tramite quel veicolo intermediario rappresentato dall'umidità atmosferica e dall'acqua piovana, provocandone il lento e progressivo disfacimento.

I principali trattamenti delle superfici esterne con resine sintetiche sono i seguenti:

- Impermeabilizzazione.
- Impregnazione.
- Neutralizzazione chimica delle superfici.

(\*) Professore di « Consolidamento e adattamento degli edifici » - Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Facoltà di Architettura - Roma.

## Impermeabilizzazione

Questo trattamento può essere effettuato, a pennello o a spruzzo o con rullo, sia su superfici verticali che orizzontali.

La formazione di una pellicola superficiale, fortemente aderente ai muri verticali e alle coperture piane o curve, impedisce l'ingresso dell'umidità atmosferica e dell'acqua piovana.

La mancanza di porosità delle pellicole di resine forti (quelle usate per l'impermeabilizzazione) oltre ad impedire l'ingresso dell'acqua nella parete di supporto ne impediscono anche la diffusione del vapore. Quest'ultima caratteristica risulta, in certi casi, negativa e quindi la scelta di sottoporre o meno le superfici al « trattamento » andrà fatta tenendo conto di alcuni fattori ambientali, riguardanti il macro e il microclima e le caratteristiche dei materiali costituenti le superfici da trattare.

Quanto sopra verrà ripreso e chiarito più avanti; intanto vediamo le principali resine con le quali si possono ottenere i più soddisfacenti risultati nella impermeabilizzazione.

### a) Con resine poliestere

Le soluzioni a base di resine poliestere danno dei buoni risultati purché siano applicate almeno in due strati. Si possono applicare anche in un solo strato purché si aggiunga alla soluzione una minima percentuale di resina di siliconi.

La necessità dei due strati, o dell'aggiunta di resina di silicone, è dovuta al fatto che la resina poliestere ha il difetto di ritirarsi all'indurimento: ciò comporta la formazione di minutissime fessurazioni, di qualche micron di ampiezza, per cui è necessario uno strato sovrapposto o un additivo (il silicone nella misura minima del 3%) più elastico e che conferisce alla soluzione maggiori proprietà di penetrazione nel supporto.

Il vantaggio delle resine poliestere è di essere meno costose di quelle epossidiche (molto usate per questo tipo di lavoro) ma il loro impiego è più macchinoso: perché la soluzione indurisce hanno bisogno dell'aggiunta di un catalizzatore (perossido) e di un acceleratore (naftanato di cobalto). D'altro lato non tutte le resine poliestere possono essere utilizzate ma soltanto quei tipi resistenti agli alcali presenti nei materiali di supporto.

#### b) Con copolimeri di cloruro di polivinile e poliolefine

Le soluzioni a base di questi copolimeri hanno il pregio, al pari delle resine poliestere, di costare meno rispetto ad altri prodotti. Sono anche di facile applicazione in quanto commerciati già pronti per l'uso e per il fatto che induriscono a qualsiasi temperatura ambiente. Per contro risultano poco stabili in presenza di solventi, che invece non destabilizzano le soluzioni a base di resina poliestere o di resina epossidica.

Questi copolimeri hanno una spiccata tendenza alla formazione di films, per tale motivo e per facilitare una sufficiente penetrazione (di 1 ÷ 2 mm) nella muratura è opportuno usarli in soluzione piuttosto diluita: a seconda della porosità del supporto dal 20 al 30% di resina.

#### c) Con resine epossidiche

Le resine epossidiche, pur essendo fra le più care, sono quelle che allo stato attuale forniscono i migliori risultati complessivi nei riguardi dell'impermeabilizzazione. Formano un velo solido (od anche uno strato più o meno spesso a seconda delle necessità e a seconda se si tratti di supporti verticali, orizzontali o curvi) sulle superfici trattate, molto resistente agli attacchi degli agenti atmosferici e impermeabile all'acqua. Per contro penetrano poco (circa un millimetro ed anche meno) all'interno del supporto, come del resto le resine poliestere, perché tendono a formare un film superficiale subito dopo l'applicazione dall'esterno (nelle iniezioni a pressione per il consolidamento delle murature hanno invece un alto potere penetrativo, infatti vengono impiegate in sostituzione della malta di cemento quando il coefficiente di penetrazione del muro è inferiore a  $10^{-2}$  cm/sec).

Un miglioramento del potere penetrativo si ottiene aggiungendo alla soluzione di resina epossidica una piccola quantità di resina di silicone, variabile dal 5 al 10% in peso rispetto alla resina epossidica. La miscela è chimicamente corretta in quanto anche l'induritore (amminico) della resina epossidica si lega bene con la resina di silicone: è bene, a tal proposito, che nelle confezioni commerciali sia specificata tale proprietà e che sia garantita dal fabbricante della resina.

Una miscela che dà buoni risultati per l'impermeabilizzazione delle murature è la seguente:

resina epossidica	900 g. (in soluzione al 30%)
agente di indurimento	100 g.
resina di silicone	60 g. (concentrata al 50%)
	<hr/>
totale	1060 g.

La resina di silicone penetra più profondamente (di uno o due millimetri) creando uno strato sottostante, non impermeabile ma idrofugo, che migliora notevolmente le prestazioni della resina epossidica specialmente nei confronti della conservazione, nel tempo, dell'effetto idrofugo dello strato impermeabilizzante. Di conseguenza, applicando il secondo strato ed eventualmente il terzo, si può rinunciare, per queste successive operazioni, all'aggiunta del silicone in quanto esso non conferirebbe che una limitatissima ulteriore capacità penetrativa alla soluzione epossidica.

L'importanza dello strato idrofugo realizzato dal silicone si manifesta allorché si generano, per il ritiro o per altre ragioni, delle piccolissime fratture nel film epossidico: l'acqua, che si infila attraverso le suddette fratture, viene respinta verso l'esterno in virtù del potere repellente della resina di silicone.

Nelle applicazioni pratiche le impermeabilizzazioni a base di resine epossidiche, se eseguite correttamente, hanno sempre dato dei risultati soddisfacenti. Va tenuta ben presente l'influenza della temperatura esterna nel momento del lavoro: se la soluzione di resina è combinata con induritori rapidi l'applicazione può essere fatta a temperature esterne di + 3°C ed anche di 0°C a seconda dei tipi di induritore. Con induritori lenti, per esempio quelli a base di amido, la reazione si prolunga e necessita di temperature variabili da + 7 a + 15°C in funzione della qualità degli induritori stessi.

Per quanto detto sopra è sempre preferibile usare induritori rapidi — che sono dei prodotti a base di ammine — sia nei confronti della temperatura esterna che per quanto riguarda la qualità del lavoro: una reazione troppo lenta infatti produce degli scolamenti della soluzione sulle pareti verticali che, oltre a compromettere la qualità del lavoro, risultano antiestetici e praticamente impossibili da rimediare una volta che la reazione è avvenuta.

#### Controindicazioni alla impermeabilizzazione

Quando l'argomento impermeabilizzazione riguarda le pareti verticali esterne degli edifici in muratura bisogna, prima di deciderne l'esecuzione, considerare una circostanza estremamente importante: quella riferentesi alla capacità del muro di diffondere il vapore.

L'impermeabilizzazione, che viene eseguita sulle pareti verticali applicando la soluzione generalmente « a spruzzo », forma, all'atto dell'indurimento, un sottile velo impermeabile sul paramento che impedisce all'umidità e all'acqua piovana di penetrare dall'esterno verso l'interno. Purtroppo l'impermeabilità del film di resina impedisce anche la dif-



fusione del vapore, cioè il passaggio, dall'interno all'esterno, del vapore accumulato negli ambienti. Il muro, in tali condizioni, non « respira » più ed il vapore, che dai locali penetra in esso, si accumula nella sua massa e si condensa in prossimità dello strato impermeabile, cioè vicino al paramento esterno. In caso di temperatura molto bassa l'acqua di condensa può gelare, aumentando di volume e provocando dei rigonfiamenti e distacchi dello strato protettivo ed anche di materiale del supporto. Il rimedio può quindi risultare peggiore del male, di conseguenza bisogna considerare molto attentamente tutti i fattori ambientali, sia esterni che interni, prima di prendere la decisione di impermeabilizzare un muro esterno di un edificio.

In linea generale la impermeabilizzazione è sconsigliabile per i paramenti dei vecchi edifici, che di solito sono costituiti da pareti massicce e prive di intercapedine d'aria e allorché l'edificio non è sufficientemente riscaldato e areato nei suoi locali interni, quando in questi ultimi si producono notevoli quantità di vapore (bagni, cucine, locali pubblici con assembramento di persone, ecc.) e, nel contempo, se la zona in cui sorge il fabbricato è soggetta ad un clima prevalentemente freddo.

Il trattamento impereabilizzante è invece consigliabile in quelle strutture che non delimitano ambienti di abitazione dall'esterno come le torri, i campanili, i ponti in muratura, ecc.

Va da sé che per quanto riguarda le coperture, siano esse « tradizionali » o in cemento armato, piane o curve, il trattamento impermeabilizzante è l'unico da applicare nel caso dell'impiego delle resine sintetiche.

Nell'impermeabilizzazione delle pareti verticali va tenuto presente che, sotto l'aspetto estetico, il film impermeabile conferisce un aspetto più « vellutato » alla superficie trattata e ne altera leggermente il colore originale, conferendo un certo scurimento più o meno pronunciato a seconda del materiale impermeabilizzante impiegato e dello spessore dello strato. Per non avere sorprese nel senso suddetto è quindi sempre opportuno eseguire delle prove preliminari su campioni di parete da trattare.

Nell'impermeabilizzazione di coperture, dove generalmente non è richiesto che il materiale di supporto rimanga in vista, si usa aggiungere alla resina epossidica degli inerti silicei, sotto forma di polvere finissima, e dei pigmenti di vario colore.

#### **Preparazione delle superfici da impermeabilizzare**

La superficie muraria (o cementizia) da impermeabilizzare dovrà essere esente da polvere, da depositi di fumi grassi, da scoloriture di latte di calce o di cemento ed essere asciutta.

Per renderla nelle condizioni adatte può essere necessaria una preventiva raschiatura con spazzola di ferro e, quasi sempre, specie in ambiente industriale o di città, un lavaggio con una soluzione acida diluita. Nel caso suddetto conviene usare un acido che non attacchi a fondo il calcare: una soluzione diluita di acido acetico è adatta

allo scopo mentre è assolutamente da scartare l'acido cloridrico anche fortemente diluito.

Dopo la « ravvivatura » delle superfici con la soluzione acida è sempre necessario un lavaggio accurato con acqua. Prima del trattamento impermeabilizzante bisogna lasciar trascorrere il tempo necessario perché le superfici siano perfettamente asciutte.

Nei contratti con le imprese specializzate la committenza deve pretendere un congruo periodo di garanzia (almeno 5 anni); è quindi necessario, onde evitare contestazioni, specificare, per iscritto, le seguenti condizioni generali a cui l'impresa dovrà sottostare:

a) Controllo delle superfici da trattare in maniera da eliminare, suturandole, tutte le fessurazioni presenti.

b) Preparazione della superficie da effettuare con spazzolatura di tutte le zone in cui siano presenti efflorescenze, macchie di natura organica, accumuli di sporcizia, scoloriture, ecc. « Ravvivatura » con acido acetico o liscive alcaline e comunque con l'assoluta esclusione dell'acido cloridrico. Lavatura abbondante con acqua e successiva perfetta essiccazione.

c) Tipo e qualità di resina epossidica da impiegare e sua concentrazione (generalmente dal 25 al 30%). La resina dovrà essere resistente agli acidi minerali diluiti ed alle liscive alcaline.

d) Quantità delle applicazioni successive (due o tre) ed intervallo di tempo fra l'una e l'altra applicazione (da un minimo di 24 ore a seconda della temperatura ed in funzione del tipo di resina e di agente di indurimento utilizzato).

e) La soluzione impiegata per la prima applicazione (primo strato) onde assicurare una migliore penetrazione e conferire al muro un potere idrofugo, anche nel caso di formazione di piccole fessurazioni, sarà addizionata con resina di silicone nella misura minima del 3% di resina solida.

f) Resterà esclusa dalla garanzia soltanto la formazione di fessure nello strato impermeabilizzante che, in base a perizia tecnica, risultino incontestabilmente prodotte da turbamenti nell'equilibrio statico del fabbricato.

#### **Impregnazione**

A differenza della impermeabilizzazione l'impregnazione non ottura i pori e i canalicoli capillari del materiale murario (mattoni, pietre e malte). Con l'impregnazione non si forma una pellicola superficiale impermeabile. La soluzione di resina, perché la protezione risulti efficace, deve penetrare per una profondità variabile dai 3 ai 20 mm a seconda della minore o maggiore porosità del materiale.

L'effetto idrofugo (che respinge l'acqua senza impermeabilizzare) del trattamento si realizza perché la resina riveste di un sottile velo le pareti interne dei canalicoli, impedendo l'assorbimento di acqua per attrazione capillare, in virtù della forte tensione superficiale che le resine,

a questo scopo impiegate, hanno a contatto con l'acqua stessa.

Con il trattamento ad impregnazione viene impedita la penetrazione dell'acqua piovana nelle pareti e, nel contempo, non viene sbarrata la fuoriuscita del vapore accumulato dentro la muratura perché i pori e i capillari rimangono aperti, risultando la loro sezione libera soltanto leggermente ridotta dalla pellicola di resina aderente alle loro pareti.

E' bene chiarire che il potere idrofugo dello strato impregnato si manifesta sia verso l'esterno che verso l'interno del muro, per cui l'acqua, presente nel suo spessore, non può fuoriuscire verso l'area libera che sotto forma di vapore. La suddetta circostanza, che a prima vista può sembrare una grave limitazione, in realtà non lo è perché, dopo pochi giorni dal trattamento, il bilancio idrologico del muro risulta sostanzialmente modificato. Infatti la parete muraria, dopo l'impregnazione, non assorbe più acqua dall'esterno e, nel giro di una settimana o poco più, l'umidità contenuta al suo interno si riduce di molto, fuoriuscendo, verso l'esterno, dai canalicoli ancora aperti, sotto forma di vapore: ciò avviene per la differenza di pressione che esiste fra gli ambienti interni e l'atmosfera esterna.

La resina da impiegare per l'impregnazione delle muraure (ivi compresi i calcestruzzi e gli intonaci di malta di cemento) deve, di conseguenza, rispondere ai seguenti requisiti:

a) Disciogliersi in un solvente e formare una soluzione che consenta una penetrazione minima di 3 mm e fino a 20 mm nei materiali più porosi come i mattoni a mano e le pietre tenere. Per le pietre artificiali arrotate e a base di malta di cemento si può ritenere sufficiente una penetrazione di 2 mm.

b) Non deve formare pellicola superficiale ma rivestire solamente le cavità e i canalicoli capillari per tutto lo spessore di impregnazione. Canalicoli e capillari debbono rimanere aperti.

c) Deve presentare una forte tensione superficiale a contatto dell'acqua.

d) Deve resistere agli agenti esterni (anche in presenza di atmosfera industriale) e alle radiazioni solari per un congruo numero di anni (i prodotti commerciali più usati vengono, in genere, garantiti per almeno cinque anni).

e) La soluzione di resina non dovrà essere alterata dal grado di alcalinità del supporto. Per verificare la suddetta proprietà sarà necessario sottoporre il materiale di supporto (campioni di malta, di blocchi lapidei o laterizi o di cemento) ad una analisi di alcalinità per verificarne il pH. Le esperienze già eseguite consigliano di non procedere ad impregnazione di muri, di intonaci o di strutture cementizie quando il pH raggiunga valori superiori a 9 (pH = 7 è neutro) qualora si adottino resine di silicone. Nel caso suddetto la resina può essere decomposta e soggetta ad idrolisi alcalina perdendo rapidamente le sue capacità idrofughe: in pratica ciò può avvenire nel giro di uno o due anni.

#### Tipi di resine adatte all'impregnazione

I prodotti che rispondono meglio al maggior numero di requisiti sopra esposti sono, nell'ordine, i seguenti:

a) Le resine di siliconi.

b) I saponi metallici (stearato di alluminio, di calcio, di zinco, ecc.).

c) Le resine dure, quali ad esempio le poliolefine fortemente clorate; i copolimeri del cloruro di polivinile; il metacrilato di metile; ecc.).

d) I siliconati solubili in acqua.

Le resine di silicone rispondono più o meno bene a tutti i requisiti richiesti, sono meno stabili delle resine dure e dei saponi metallici nei confronti dell'alcalinità del supporto: in pratica la loro applicazione fornisce dei risultati idonei per una alcalinità massima corrispondente a pH 9. A tal proposito è da osservare che il valore del pH — massimo nelle murature e nei calcestruzzi appena eseguiti — tende a diminuire con la stagionatura e tale diminuzione si manifesta a partire dalla faccia esterna procedendo verso l'interno della struttura. Nelle pareti dei vecchi edifici da risanare il suddetto processo è già concluso da un pezzo ed il valore del pH è, in genere, sensibilmente inferiore a 9 per cui non sussistono problemi, sotto tale aspetto, per l'impiego delle resine di silicone.

La riduzione del pH in funzione del tempo, per alcuni materiali più comuni, è riportata nella tabella 1.

TABELLA 1

	Età	Valore pH a 1÷2 mm di profondità	Valore pH a 5 mm di profondità
Intonaco di malta di calce	1 mese	10,4	10,5
	6 mesi	9	9,6
	12 »	~ 8,3	~ 9
	24 »	8,2	8,6
Malta di cemento 1/3	1 mese	10,5	10,7
	6 mesi	~ 9,3	9,6
	12 »	~ 8,9	~ 9,2
	24 »	8,3	8,5
Calcestruzzo classe 300 Kg/cm <sup>2</sup>	1 mese	11	11
	6 mesi	~ 9,7	~ 10
	12 »	~ 9,2	~ 9,6
	24 »	~ 8,7	9

La tabella 1 ci conferma quanto sopra detto. In effetti il valore del pH si mantiene intorno a 9, ad una profondità di 5 mm dalla superficie esterna, solo in una parete in calcestruzzo (della classe 300 Kg/cm<sup>2</sup>) dopo due anni di stagionatura. Per la malta di calce (intonaco) scende, rispettivamente, ai valori di 8,2 e 8,6 in prossimità della superficie esterna e a 5 mm di profondità dalla medesima.

E' quindi ovvio che il problema della alcalinità non si dovrebbe porre quando siano da sottoporre al trattamento di impregnazione le pareti di un vecchio edificio.

Nei lavori di restauro e ristrutturazione la misura della alcalinità è invece sempre opportuna in quelle parti di murature nuove, necessarie per il restauro stesso o comunque previste nei lavori.

I risultati delle prove di alcalinità potranno consigliare di soprassedere al trattamento di impregnazione per eseguirlo, ad esempio, dopo 6 o 12 mesi, od anche oltre, una volta ultimati i lavori di restauro.

Le resine dure e i saponi metallici resistono meglio alla alcalinità del supporto, per contro non hanno il potere penetrante delle resine di siliconi. Le prime, in special modo, tendono a formare un film superficiale sulla parete: caratteristica negativa perché, come già accennato in precedenza, tale film impedisce la diffusione del vapore.

In pratica si può raggiungere un compromesso accettabile, fra la capacità di penetrazione e la resistenza alla alcalinità del supporto, aggiungendo alla soluzione di resina di silicone piccole quantità di resina dura o di sapone metallico (dallo 0,1 allo 0,2%). Tale combinazione rende più stabile la soluzione in presenza degli alcali, conserva nel contempo la forte tensione superficiale a contatto dell'acqua (potere idrofugo) e riduce di poco la capacità di penetrazione del liquido nel supporto.

Le combinazioni di resina di silicone con le altre sostanze di cui sopra sono consigliabili nei lavori appena eseguiti ma risultano superflue nel trattamento delle vecchie pareti, nelle quali l'alcalinità dei componenti è già ridotta a valori senz'altro accettabili.

I silicinati solubili in acqua — da non confondersi con le resine di siliconi — sono delle combinazioni monomeriche di metil-siloxano e di un alcalo (sodio o potassio), la loro reazione a contatto del muro avviene sotto l'influenza dell'acido carbonico (prodotto dall'anidride carbonica e dall'umidità dell'aria) e la velocità di detta reazione è in funzione della temperatura ambiente, dell'umidità atmosferica e di quella del supporto. Nel giro di 12 ore si formano dei prodotti di reazione che sono analoghi a quelli ottenibili con le resine di silicone. Le molecole dei silicinati risultano però molto più piccole e la loro aggregazione si manifesta in prossimità della superficie, impedendo l'ingresso dell'umidità e quindi rendendo praticamente impossibile una seconda impregnazione.

I silicinati sono molto economici nei confronti delle altre soluzioni di resina, a parte l'inesistente costo del solvente (l'acqua), abbisognano di concentrazione molto bassa: dall'1,5 al 2% in peso rispetto all'acqua. Le esperienze fin qui eseguite (le applicazioni più numerose sono state fatte fra gli anni '50 e '60) hanno però rilevato che la loro stabilità chimica in generale e la loro resistenza agli

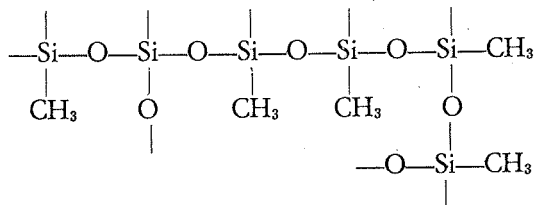
alcali in particolare sono, nel tempo, nettamente inferiori a quelle delle resine di silicone.

Per i suddetti motivi l'impiego dei silicinati solubili in acqua è da ritenere, allo stato attuale, adatto più che altro alla preparazione delle superfici, da rifinire poi con pitture sintetiche, od anche per la impregnazione protettiva-preventiva di manufatti in laterizio nuovi che abbiano funzione di protezione dall'acqua, come le tegole comuni ecc.

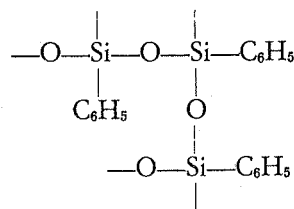
Vista l'importanza preminente delle resine di siliconi per il trattamento ad impregnazione delle superfici murarie, vediamo quali sono le loro principali caratteristiche, i controlli principali inerenti alla loro applicazione e i metodi di impiego.

#### Caratteristiche e comportamento delle resine di siliconi

Sono composti organici del silicio. La macromolecola di queste sostanze è caratterizzata da una catena di legami semplici silicio-ossigeno e da gruppi terminali metilici o fenilici secondo una formula strutturale del seguente tipo:



in cui compare, come elemento terminale, il gruppo metilico CH<sub>3</sub> legato al silicio. Il gruppo CH<sub>3</sub> può essere sostituito dal gruppo C<sub>6</sub>H<sub>5</sub> (fenilico) e la parte terminale dello schema strutturale di cui sopra prende allora la forma:



Una volta a contatto con un supporto costituito da materiali in cui sono presenti dei silicati, si manifestano delle affinità chimiche fra la resina ed il supporto stesso, con la formazione di « ponti » di ossigeno fra la resina e i composti silicinati del supporto.

Nel suddetto processo si manifesta una aggregazione molecolare in cui i gruppi terminali (CH<sub>3</sub>) metilici e (C<sub>6</sub>H<sub>5</sub>) fenilici, si orientano dalla superficie verso l'esterno. Per tale ragione i capillari, rivestiti di resina nella loro superficie interna e non otturati, si presentano come pieni di microscopici aculei, che formano una sorta di « trappole » ed impediscono all'acqua di penetrare dall'esterno verso l'interno.

E' la suddetta caratteristica che conferisce alle resine di silicone la forte tensione superficiale a contatto dell'acqua e la loro rimarchevole capacità idrofuga.

Un muro trattato con impregnazione di resine di siliconi impedisce all'umidità esterna ed alla pioggia di penetrare verso l'interno e consente, occludendo i canalicoli capillari solo parzialmente (ne riduce la sezione di circa il 20%) la diffusione del vapore dall'interno verso l'esterno. In tal modo le pareti murarie conservano la loro originale e caratteristica « traspirazione ».

Un'altra qualità positiva di queste resine è rappresentata dalla forte aderenza alle superfici di contatto e dalla capacità di penetrazione entro il materiale di supporto (sia esso intonaco, muratura di pietra o mattoni od anche calcestruzzo) che è superiore a qualsiasi altro tipo di resina.

I prodotti da applicare si presentano come liquidi incolore ed hanno un peso specifico intorno a 0,9.

#### Controlli principali inerenti l'impiego delle resine di silicone

##### a) Controllo della alcalinità del supporto

E' stato già detto che l'impiego delle resine di siliconi offre una garanzia di durata qualora il pH del supporto murario non superi il valore di 9. Il controllo di tale valore può essere eseguito, in maniera precisa, in un laboratorio appositamente attrezzato per analisi di tal genere, sottoponendo a prova dei campioni murari appositamente estratti.

Un controllo più approssimato, che si può ritenere sufficientemente attendibile se eseguito da persone esperte, è quello « classico » con le cartine di tornasole. Tale con-

trollo può essere effettuato direttamente in cantiere. Si prelevano dei piccoli campioni di muratura e si riducono in polvere pestandoli in un mortaio, si forma, con questa polvere e con aggiunta di acqua, una pasta con la quale si bagna la cartina di tornasole; il colore che assume la cartina, confrontato con una tabella di colori inclusa nella confezione, fornisce direttamente il valore del pH. Per colori che non corrispondono esattamente a quelli della tabella di raffronto si valuta il valore del pH per interpolazione.

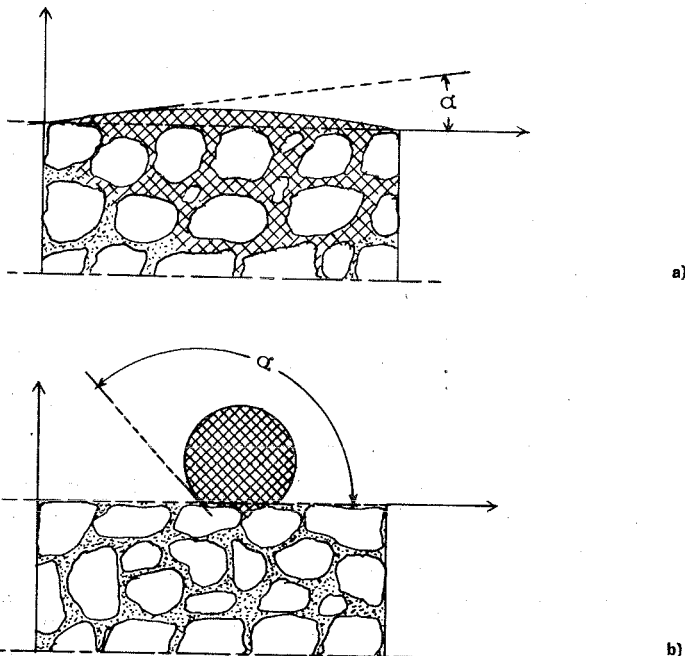
##### b) Misura della tensione superficiale a contatto dell'acqua

La capacità di respingere l'acqua, assunta dal materiale impregnato, si riconosce versando delle gocce d'acqua, con una pipetta, sulla superficie di un campione posta in posizione orizzontale. Il valore della tensione superficiale è dato dall'angolo di contatto della goccia d'acqua con il supporto (fig. 1).

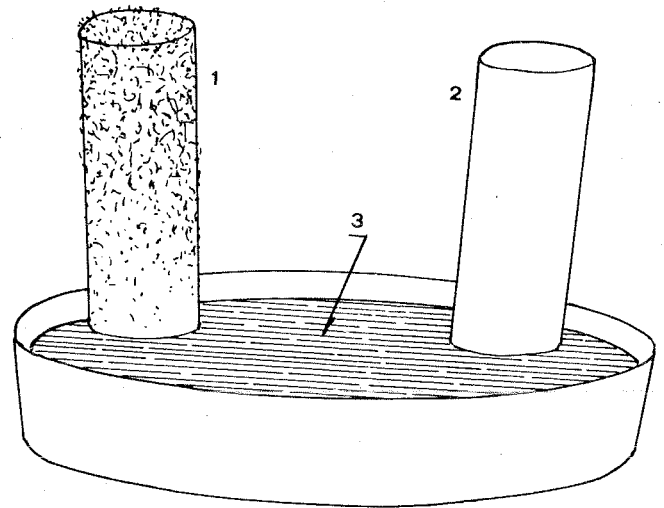
Naturalmente la prova va eseguita quando la soluzione è già consolidata (non prima di 72 ore) e può essere ripetuta anche dopo parecchio tempo, per il controllo della qualità di un lavoro già eseguito, onde accertare la rispondenza della garanzia fornita dalla impresa esecutrice.

Più l'angolo di contatto è grande e più alto è il potere idrofugo dell'impregnazione.

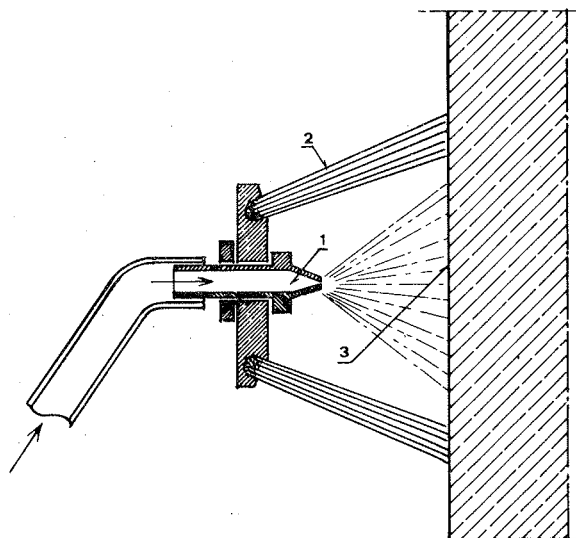
La prova del potere idrofugo della resina si può eseguire, in cantiere, in maniera molto semplice, procedendo nel seguente modo:



1 - Confronto fra l'angolo di contatto della goccia d'acqua in un campione non impregnato a), ed in uno impregnato con resina di silicone b); nel primo l'acqua penetra in profondità, nel secondo la goccia rimane in superficie.



2 - Controllo del potere idrofugo della « impregnazione »: 1) campione, al naturale, che si presenta ricoperto di cristalli di sale prodotti dall'assorbimento della soluzione salina e dalla successiva evaporazione dell'acqua; 2) campione « impregnato » di resina di silicone rimasto asciutto ed inalterato dopo due settimane dall'immersione; 3) soluzione salina.



3 - Spruzzatore con spazzola anulare per l'esecuzione dell'impregnazione a spruzzo: 1) spruzzatore; 2) spazzola circolare anulare; 3) superficie esterna del muro.

Si estraggono due campioni di muratura, uno di essi viene immerso per quattro o cinque minuti nella soluzione di resina da impiegare e si lascia asciugare per almeno tre giorni. Si immergono poi, parzialmente, i due campioni, quello al naturale e quello « trattato », in un'unica bacinella contenente una soluzione salina.

Il campione non trattato assorbe la soluzione e, in seguito alla evaporazione dell'acqua, si presenta ricoperto di cristalli di sale. Quello trattato — se l'impregnazione è efficace — rimane asciutto e inalterato nelle sue superfici non immerse (fig. 2).

#### Metodi di impiego delle resine di silicone

I prodotti commerciali vengono forniti in due parti da miscelare, al momento dell'uso, in proporzioni indicate dal fabbricante.

L'applicazione può essere fatta sia a pennello che a rullo o a spruzzo e deve essere ripetuta fino a rifiuto.

La stabilità, nel tempo, dell'impregnazione dipende, in gran parte, dalla concentrazione di resina nella soluzione: le esperienze dimostrano che per avere una sufficiente garanzia di durata occorrono concentrazioni non inferiori al 4 ÷ 5% di resina.

Perché il lavoro riesca bene (ed il pH del supporto sia sceso a valori accettabili) è sempre da escludere la impregnazione in superfici di pareti appena costruite. E' sempre necessario aspettare diverse settimane, meglio sei mesi o addirittura un anno.

Il sistema di applicazione che consente la migliore e più uniforme distribuzione del prodotto sulla superficie è quello a spruzzo. Gli inconvenienti di questo ultimo sistema risiedono nel fatto che la soluzione, trasportata anche

dal vento, imbratti gli infissi, i vetri ed altri elementi costruttivi o decorativi. Per ovviare ai suddetti inconvenienti non si debbono usare spruzzatori semplici ma spruzzatori muniti di una spazzola anulare che, tenuta a contatto della parete da trattare, impedisce alla soluzione di diffondersi in tutte le direzioni (fig. 3).

Le precauzioni da prendere affinché la soluzione spruzzata non si diffonda nell'aria sono importanti anche nei confronti della vegetazione eventualmente presente nelle immediate vicinanze delle pareti da trattare. Le piante investite dalla soluzione deperiscono in breve tempo ed in gran parte muoiono.

Prima dell'impregnazione dovranno essere suturate le sconnessure nei giunti e le fessurazioni presenti nei paramenti o negli intonaci e raschiate, con spazzola metallica, le efflorescenze o i depositi salini eventualmente presenti nelle superfici da trattare. A questo proposito va detto che le efflorescenze non compariranno più, una volta impregnata la parete, per il semplice fatto che viene impedito l'ingresso dell'acqua e quindi il successivo trasporto, in soluzione, dei sali presenti nella muratura.

Per ottenere dei buoni risultati pratici, quando si stipulano i contratti con le imprese, sarà bene precisare:

- a) La concentrazione della resina (almeno il 4 ÷ 5%).
- b) Lo spessore di penetrazione (almeno 3 mm nei blocchi di pietra di alta densità e fino a 20 mm nei mattoni a mano, nelle pietre porose, nei giunti di malta e negli intonaci di calce).
- c) L'impiego, da parte dell'impresa, di teli di protezione onde salvaguardare i vetri, gli infissi, le piantagioni, ecc.
- d) La durata della garanzia (almeno 5 anni) e le penalità o la ripetizione del lavoro, da eseguire gratuitamente, in caso di accertata deficienza della prima operazione, nel termine di tempo della garanzia.

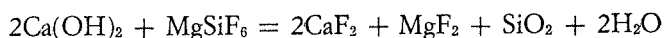
#### Protezione chimica delle superfici

Esiste un altro sistema di trattamento delle superfici, a prima vista simile a quello della impregnazione, che conferisce, rispetto a quest'ultima, una protezione assai più scarsa e meno duratura.

E' il trattamento noto sotto il nome di « fluatazione » o « silicizzazione ». Viene impiegato quasi esclusivamente per la protezione e l'irrobustimento superficiale degli intonaci esterni.

La sostanza fondamentale utilizzata è l'acido fluoridrico diluito o, più frequentemente, uno dei sali, in soluzione, dell'acido fluorosilicico: più precisamente il silicofluoruro di magnesio ( $MgSiF_6$ ).

A contatto con il silicofluoruro di magnesio gli ioni calcio, presenti nell'intonaco, danno luogo alla reazione seguente:



Si formano, cioè, dei sali (fluoruro di calcio e fluoruro di magnesio) di scarsa solubilità nell'acqua: il primo ha una

solubilità, a 18°C di temperatura, pari a  $8,7 \cdot 10^{-3}$  ed il secondo, sempre a 18°C, di  $1,5 \cdot 10^{-3}$ .

I suddetti sali, insieme al quarzo ( $\text{SiO}_2$ ), si depositano, sotto forma di minutissimi cristalli, sulla superficie degli intonaci otturandone parzialmente i pori e i canalicoli capillari. Non ne consegue l'effetto idrofugo che si ottiene con l'impregnazione alle resine di silicone perché la tensione superficiale a contatto dell'acqua, ottenuta con la « fluatazione », risulta decisamente più scarsa. Inoltre la soluzione non ha la capacità di penetrazione ottenibile con il trattamento di impregnazione e lo strato di piccoli cristalli rimane, più o meno, attaccato in superficie.

Si può migliorare l'efficacia e la durata del trattamento ripetendolo in più « passate », in questo modo però si realizza una otturazione pressoché completa dei pori, con

il rischio di distacchi dello strato protettivo o dello stesso intonaco dal supporto per la impedita diffusione del vapore.

Per arrivare ai migliori risultati, conseguibili con la « fluatazione », è quindi opportuno ripetere l'applicazione due o tre volte ma usando soluzioni molto diluite (dal 3 al 5% al massimo) in maniera da permettere un qualche miglioramento nella penetrazione e, nel contempo, impedire la formazione di una « rete » troppo fitta di cristalli che otturi in maniera troppo pronunciata i pori e i canalicoli capillari.

Il trattamento ha comunque efficacia limitata (mediamente un paio di anni) e non va confuso, come spesso avviene, con l'impregnazione che, come abbiamo visto, è tutt'altra cosa ed offre risultati e garanzie di durata estremamente superiori.

# Proprietà degli impasti cementizi per il consolidamento ed il ripristino strutturale di costruzioni ammalorate

Comunicazione di: Prof. Ing. Mario Collepari (\*)  
Prof. Ing. Mario Corradi (\*\*)  
Prof. Ing. Mauro Silvio Guella (\*\*)

## 1.0. INTRODUZIONE

Il ritiro dell'impasto fresco di cemento con cui si intende ripristinare strutturalmente il calcestruzzo di una costruzione degradata è una delle cause più frequenti di insuccesso, che consiste di solito nel distacco tra i due materiali o nella fessurazione del materiale ripristinante.

Per ovviare agli inconvenienti causati dal ritiro si può provocare nel conglomerato impiegato per il ripristino una espansione che, se opportunamente contrastata provoca uno stato di compressione nel conglomerato stesso capace di annullare o di ridurre gli effetti del successivo ritiro (fig. 1).

Tuttavia, sia il ritiro, che l'espansione, sono funzione di molteplici parametri, alcuni dei quali dipendenti dalle condizioni ambientali, altri dalle modalità operative e dalla composizione del conglomerato. Lo scopo di questa nota è quello di esaminare i parametri summenzionati e di suggerire le condizioni operative ed i materiali più idonei alla buona riuscita di un ripristino strutturale.

## 2.0. IL RITIRO

Il ritiro è una proprietà tipica di tutti i conglomerati cementizi consistente in una contrazione del materiale provocata dalla sottrazione di acqua da parte dell'ambiente circostante. Esso può essere formalmente suddiviso in: a) ritiro da bleeding che riguarda l'impasto fresco; b) ritiro

plastico concernente l'impasto plastico; c) ritiro igrometrico che riguarda il materiale indurito.

### 2.1. Ritiro da bleeding

Il ritiro da bleeding si verifica subito dopo l'impasto in un calcestruzzo ancora fresco. Il bleeding, o l'essudazione, consiste nella risalita dell'acqua verso la superficie del conglomerato fresco. L'acqua essudata può pregiudicare l'adesione tra il calcestruzzo degradato ed il conglomerato di ripristino in tutti quei lavori, come quello schematizzato in fig. 2, dove la raccolta di acqua di bleeding avviene all'interfacies tra i due materiali. La successiva evaporazione, o l'assorbimento da parte del calcestruzzo vecchio, dell'acqua di bleeding provoca, di conseguenza, un ritiro verticale nel conglomerato di ripristino.

Il bleeding che aumenta notevolmente con il rapporto acqua/cemento dell'impasto, diviene particolarmente evidente soprattutto nell'impiego di boiacche, malte e betoncini molto fluidi, quali spesso sono richiesti nei lavori di ripristino per iniezioni. Inoltre, il bleeding dipende dal tipo di cemento, dalla temperatura e dalla presenza di additivi [1].

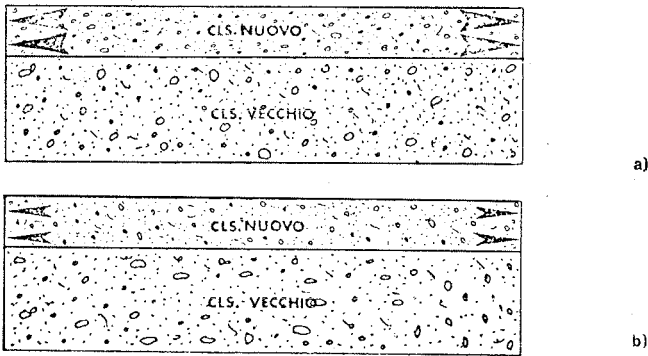
### 2.2. Ritiro plastico

Il ritiro plastico è quello che si verifica in un calcestruzzo nello stato plastico che precede l'indurimento.

Quando, a causa dell'evaporazione dell'acqua sulla superficie del calcestruzzo, vengono a formarsi menischi di ac-

(\*) Dipartimento di Scienza dei Materiali - Facoltà di Ingegneria - Università di Ancona.

(\*\*) Centro Ricerche Mac Mediterranea S.p.A. - Treviso.

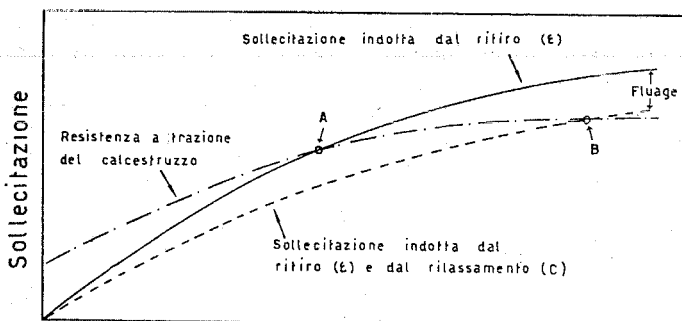


1 - L'espansione contrastata nel calcestruzzo provoca uno stato di compressione (a) che diminuisce a causa del successivo ritiro (b). Le frecce dentro il calcestruzzo rappresentano la compressione.

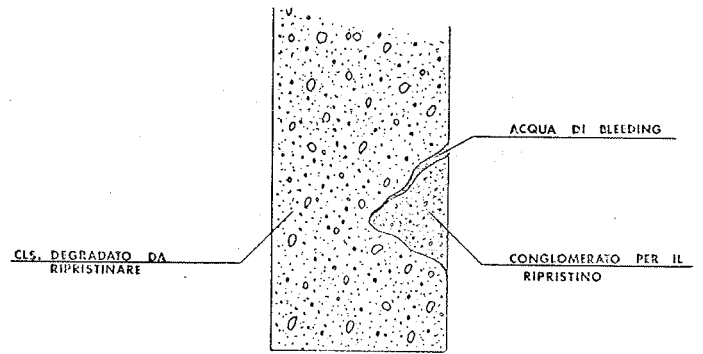
qua, si crea uno stato di tensione che tende a comprimere il calcestruzzo non ancora indurito [1, 2]. La sollecitazione (P) che provoca il ritiro plastico, dipende dalla tensione superficiale dell'acqua ( $\gamma$ ) e dal raggio di curvatura del menisco (r):  $P = 2 \gamma / r$ .

Man mano che l'evaporazione progredisce, diminuisce il raggio di curvatura dei menischi d'acqua sulla superficie del calcestruzzo ed aumenta quindi la sollecitazione che tende a comprimere lo strato superficiale del calcestruzzo.

A causa della bassissima resistenza alla trazione del materiale che deve ancora indurire, e del vincolo dovuto all'adesione del sottostante calcestruzzo fresco al vecchio calcestruzzo, si genera uno stato di tensione che provoca fessurazioni sulla superficie del calcestruzzo. Il modo migliore per ovviare all'inconveniente del ritiro plastico è quello di evitare l'evaporazione dell'acqua proteggendo o bagnando il calcestruzzo fresco; tenuto conto della durata relativamente breve, comunque sempre inferiore a un giorno, il problema non è di difficile soluzione.



3 - Effetto del ritiro e del fluage sulla fessurazione del calcestruzzo.



2 - L'acqua essudata (bleeding) si raccoglie tra il vecchio calcestruzzo ed il conglomerato ripristinante favorendo il distacco tra i due materiali.

### 2.3. Ritiro igrometrico

Il ritiro igrometrico è la contrazione che si verifica, a causa dell'evaporazione dell'acqua, nel calcestruzzo indurito.

Esso è il ritiro più importante sia per la durata del fenomeno, che riguarda tutta la vita del calcestruzzo, sia per le conseguenze che può avere sulle fessurazioni del conglomerato (fig. 3).

In una struttura vincolata, la contrazione da ritiro potenziale ( $\epsilon$ ) induce una sollecitazione  $\sigma = E \cdot \epsilon$ , dove E è il modulo elastico del materiale, che, se supera la resistenza a trazione del materiale ( $\sigma_t$ ), può provocare la fessurazione. Occorre, tuttavia, tener conto che di solito la sollecitazione non è indotta immediatamente, cosicché a causa del rilassamento del materiale, la sollecitazione di trazione risulta eguale a  $\sigma = E (\epsilon - c)$ , dove c è la deformazione dovuta allo scorrimento viscoso. In fig. 3 è illustrato schematicamente l'andamento delle tensioni provocate dal ritiro in funzione del tempo: nei punti A e B della fig. 3 si verificano le condizioni di fessurazione rispettivamente in assenza ed in presenza dello scorrimento viscoso.

Le teorie nell'interpretazione del ritiro sono complesse e controverse. Powers, per esempio, pone l'accento sugli effetti provocati dalla eliminazione di acqua adsorbita sulla tensione superficiale del solido e sulla pressione disgiungente [3]. Feldman, invece, ritiene, che la diminuzione di volume sia da mettere in relazione con la fuoriuscita delle molecole d'acqua dagli strati elementari di idrosilicati di calcio [4].

Qualunque sia l'interpretazione del fenomeno, esiste tuttavia una concordanza di opinioni circa l'effetto di alcuni parametri sul ritiro igrometrico. Il ritiro diminuisce con il contenuto di inerte ed aumenta con il rapporto acqua/cemento [5]. Poiché il ritiro è dovuto, infatti, alla pasta di cemento, l'introduzione di inerte riduce proporzionalmente la pasta e quindi la causa del ritiro. D'altra parte, le proprietà elastiche dell'inerte determinano il grado di resistenza offerta alla sollecitazione provocata dal ritiro della pasta: l'aumento del modulo elastico dell'inerte riduce il ritiro del conglomerato; per esempio, calcestruzzi con



inerti quarzosi presentano un ritiro sensibilmente inferiore a quelli con inerti basaltici [6].

Oltre che dal tipo di inerte, il ritiro può dipendere dal tipo di cemento: minore, per esempio, è il contenuto di gesso nel cemento, maggiore è il ritiro del calcestruzzo [7]. Anche gli additivi possono influenzare il ritiro: il cloruro di calcio, per esempio, incrementa sia la velocità che l'entità finale del ritiro [8], mentre il ligninsulfonato fa aumentare soprattutto la velocità del ritiro [9].

Oltre che dai parametri summenzionati, tutti concernenti la composizione del calcestruzzo, il ritiro dipende anche dalle condizioni ambientali quali l'umidità relativa, la temperatura, la concentrazione di anidride carbonica e la velocità del vento. Minore è l'umidità relativa, maggiore risulta sia la velocità del ritiro che il ritiro finale. Nel caso di ambienti saturi di vapore, il calcestruzzo tende a rigonfiare leggermente, cosicché l'equilibrio igrometrico tra calcestruzzo ed ambiente si verifica ad un'umidità relativa inferiore al 100%. Lorman [10] ha calcolato che questo equilibrio si verifica in un ambiente con umidità relativa del 94%.

In ambienti ricchi di anidride carbonica, oltre al ritiro dovuto all'evaporazione dell'acqua, si verifica quello provocato dalla carbonatazione [11]. La velocità del vento e la temperatura possono influenzare soprattutto la velocità di evaporazione e quindi la possibilità che si formino fessure: se l'essiccamento del materiale avviene troppo rapidamente, la sollecitazione di trazione, indotta dal ritiro impedito, non può essere attutita dal rilassamento dovuto allo scorrimento viscoso del calcestruzzo e ciò provoca una maggiore fessurazione del materiale (fig. 3).

### 3.0. AGENTI ESPANSIVI

Si definiscono agenti espansivi quei componenti che aggiunti all'impasto cementizio provocano nel conglomerato un'espansione che, opportunamente contrastata, genera una sollecitazione di compressione di entità paragonabile o superiore a quella di trazione causata dal successivo ritiro.

La fig. 4 illustra schematicamente gli effetti dell'essiccamento su calcestruzzi con e senza agente espansivo.

Perché l'aggiunta di agente espansivo risulti efficace, occorre che si verifichino le seguenti condizioni:

— l'espansione deve coincidere con l'indurimento iniziale del calcestruzzo, in quanto l'espansione che precede l'indurimento deforma inutilmente il calcestruzzo plastico senza provocare alcuna compressione del materiale;

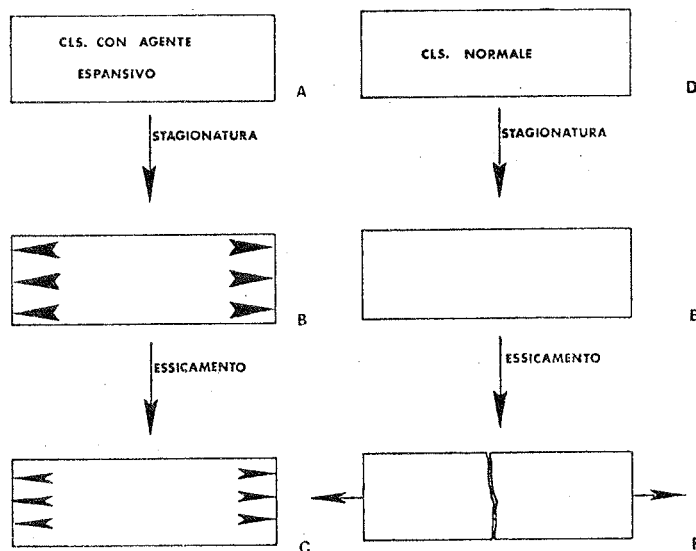
— l'espansione deve essere contrastata o esternamente, mediante confinamento rigido, o internamente, mediante l'impiego di armature disposte simmetricamente, al fine di creare uno stato di compressione.

Nel caso di calcestruzzo armato contenente un agente espansivo che provoca un'espansione contrastata [12], si genera nel calcestruzzo una sollecitazione di compressione ( $\sigma_c$ ) e nell'acciaio una sollecitazione di trazione ( $\sigma_a$ ) così correlabili:

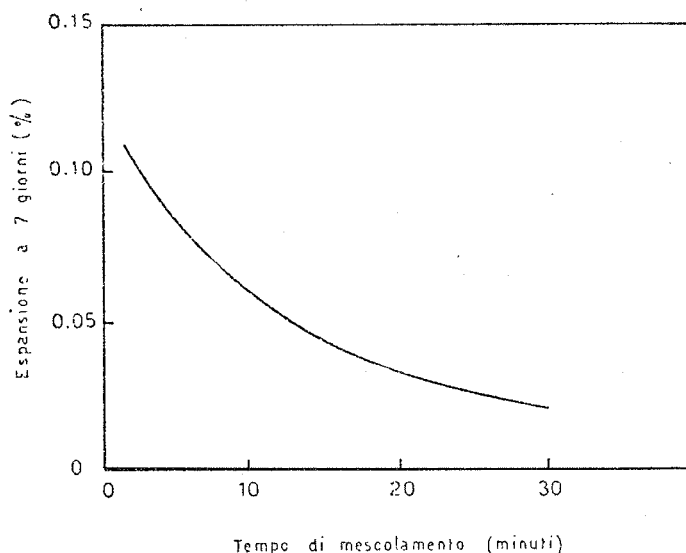
$$A_c \cdot \sigma_c = A_a \cdot \sigma_a = A_a \cdot E_a \cdot \epsilon$$

$$\sigma_c = \epsilon \cdot E_a \cdot A_a / A_c$$

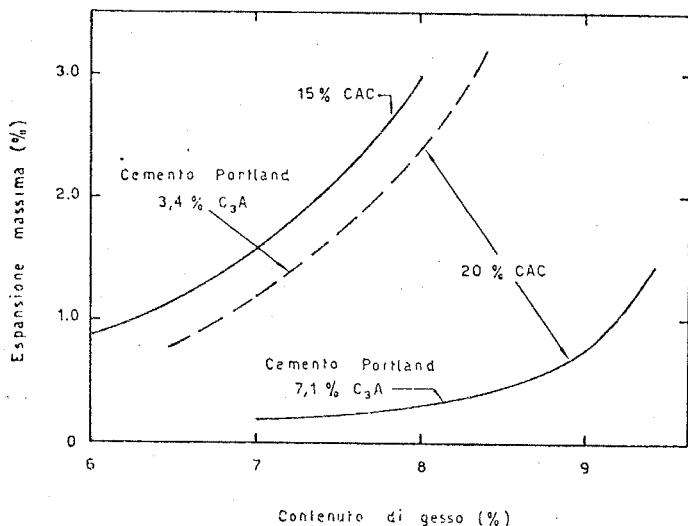
dove  $A_c$  ed  $A_a$  sono le sezioni del calcestruzzo e dell'acciaio,  $E_a$  è il modulo elastico dell'acciaio. Per esempio



4 - Con l'aggiunta di agente espansivo si possono eliminare le fessure da ritiro. A) Cls. con agente espansivo al momento della presa; B) Cls. compresso a causa dell'espansione contrastata; C) Cls. meno compresso a causa del ritiro; D) Cls. normale al momento della presa; E) Cls. normale stagionato; F) Cls. in tensione e fessurato a causa del ritiro.



5 - Effetto del tempo di mescolamento in betoniera sull'espansione del calcestruzzo contenente un agente espansivo [17].

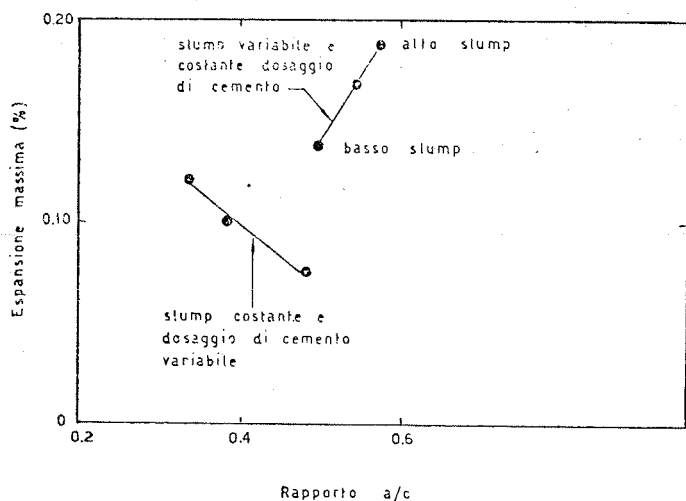


6 - Influenza del tipo di cemento sull'espansione del calcestruzzo contenente gesso e alluminato di calcio come espansivo [17]. Legenda: Cemento Portland (7,1% C<sub>3</sub>A) - 2,1% di SO<sub>3</sub>; Cemento Portland (3,4% C<sub>3</sub>A) - 1,4% di SO<sub>3</sub>; Alluminato di calcio (CAC) - 0,4% di SO<sub>3</sub>; Gesso - 46,8% di SO<sub>3</sub>.

un'espansione contrastata ( $\epsilon$ ) di circa 300 micron per metro, nel caso che la sezione delle armature sia l'1% di quella del calcestruzzo, provoca una compressione del calcestruzzo di circa 6 Kg/cm<sup>2</sup>, che è un valore compreso nell'intervallo di 2-7 Kg/cm<sup>2</sup> corrispondente ai cosiddetti calcestruzzi a ritiro compensato [13]. Valori più elevati di  $\sigma_c$ , comunque inferiori a 70 Kg/cm<sup>2</sup>, corrispondono ai cosiddetti calcestruzzi espansivi autocompressi [13].

Gli agenti espansivi comunemente impiegati sono costituiti da: a) solfoalluminati o alluminati in miscela con solfato di calcio [14]; b) clinker speciali ricchi di ossido di calcio e magnesio [15]; c) particelle di ferro metallico [16].

Qualunque sia la natura dell'agente espansivo, è necessario che l'espansione finale raggiunga un valore sufficientemente elevato da porre il calcestruzzo in compressione, e che si verifichi entro un certo intervallo di tempo. Poiché



7 - Influenza del rapporto acqua/cemento (a/c) sull'espansione del calcestruzzo espansivo [17].

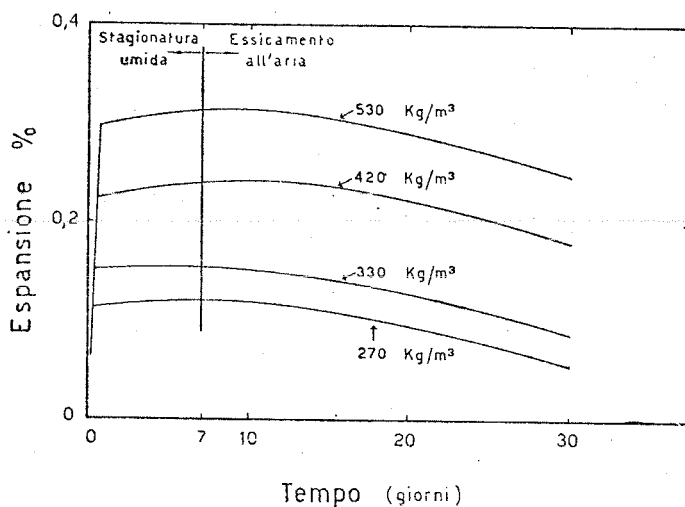
il processo espansivo si basa sostanzialmente su una reazione chimica di idratazione o di ossidazione, l'espansione finale e la velocità di espansione dipenderanno rispettivamente dalla stechiometria e dalla cinetica della reazione che provoca l'espansione, le quali, a loro volta, dipendono dalle condizioni sperimentali.

Così, per esempio, l'agitazione dell'impasto fresco fa aumentare la velocità di reazione, e pertanto maggiore è il tempo di mescolamento dell'impasto in betoniera, maggiore è la quantità di agente espansivo che reagisce preliminarmente quando il calcestruzzo è ancora fresco, e minore è quindi l'espansione realmente utile nel calcestruzzo indurito [17], come è illustrato in fig. 5. Pertanto, se si è stabilito di impiegare una certa percentuale di agente espansivo e di realizzare quindi una certa espansione contrastata ( $\epsilon$ ), un prolungamento del tempo di mescolamento del calcestruzzo fresco fa diminuire la compressione  $\sigma_c$  del calcestruzzo indurito, calcolabile con l'equazione  $\sigma_c = \epsilon \cdot E_a \cdot A_a/A_c$ , e quindi annulla, in parte o in tutto, l'efficacia dell'agente espansivo.

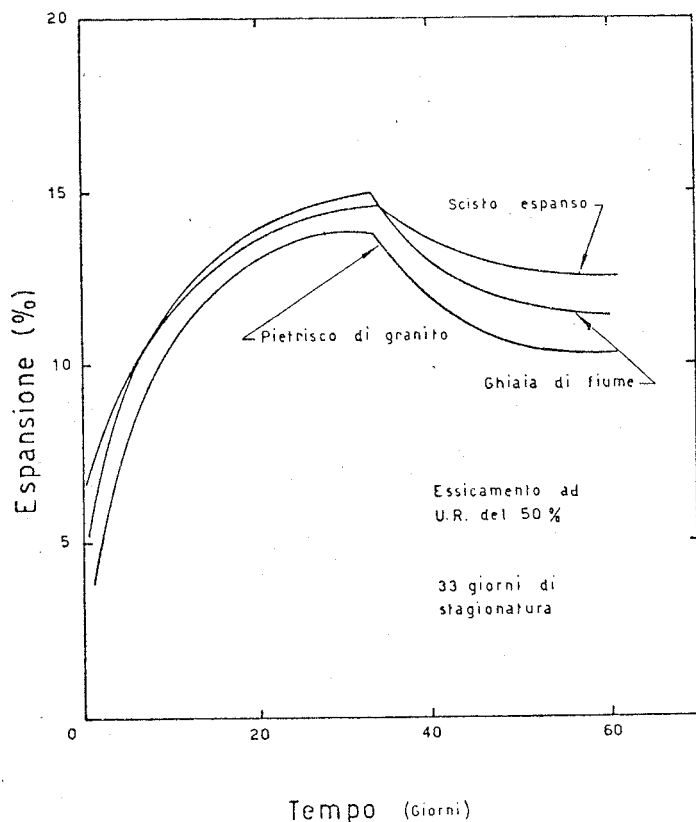
D'altra parte, oltre al tempo di mescolamento, l'espansione ottenibile con una certa quantità di agente espansivo dipende da molti altri fattori quali il tipo di cemento impiegato per l'impasto (fig. 6), il rapporto acqua/cemento e la lavorabilità del calcestruzzo (fig. 7), il dosaggio di cemento (fig. 8), il tipo di inerte (fig. 9), la natura degli additivi. Tenuto conto della molteplicità dei parametri sia l'espansione nella fase iniziale, che il ritiro successivo possono variare entro limiti la cui ampiezza diminuisce aumentando il controllo dei suddetti parametri (fig. 9 bis).

#### 4.0. PRODOTTI PRONTI ALL'USO

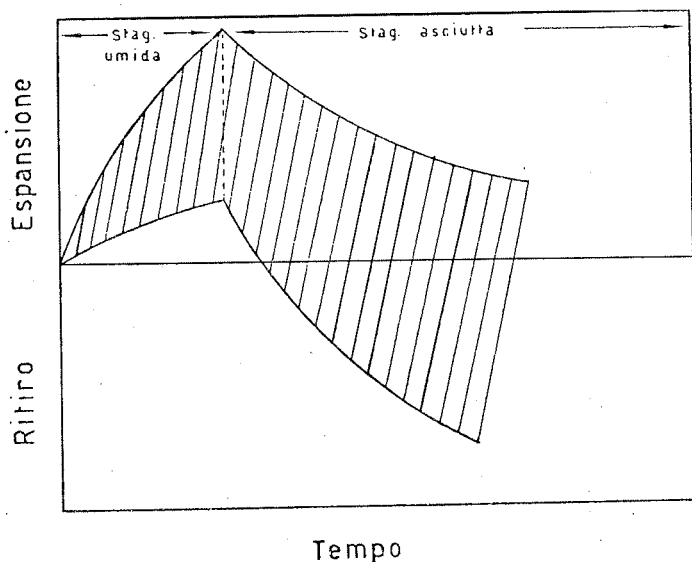
I dati sopra riportati indicano che, per una determinata quantità di agente espansivo aggiunto all'impasto cementizio, l'espansione può variare entro un certo intervallo la cui ampiezza aumenta al variare dei parametri summenzionati. Ne consegue che tutti questi parametri debbono essere mantenuti costanti il più possibile, se si vuol garantire che l'espansione sia sempre compresa entro un deter-



8 - Influenza del dosaggio di cemento sull'espansione del calcestruzzo contenente un agente espansivo [17].



9 - Influenza del tipo di inerte sull'espansione e sul successivo ritiro del calcestruzzo contenente un agente espansivo [17].



9 bis - Espansione e ritiro in un conglomerato cementizio contenente un agente espansivo. La zona tratteggiata rappresenta il campo di variabilità sia dell'espansione che del ritiro.

minato intervallo ragionevolmente ristretto, tale comunque da evitare da una parte un'eccessiva espansione del materiale, e dall'altra che il successivo ritiro igrometrico non provochi uno stato tensionale da arrivare egualmente a fessurare il materiale. Si deve, inoltre, tener conto che anche il ritiro dipende, tra l'altro, dai parametri sopramenzionati e riguardanti tutti la composizione dell'impasto, come si è già detto al punto 2.3.

Pertanto, il corretto impiego di un agente espansivo non può prescindere da un rigoroso controllo di tutti gli altri parametri concernenti l'impasto cementizio, la qual cosa è, per esempio, realizzabile in un processo di prefabbricazione dove si può ragionevolmente applicare un controllo di qualità dei materiali impiegati (cemento, inerti, additivi), e dove si può mantenere costanti entro limiti accettabili la composizione e la lavorabilità dell'impasto. Nel caso di lavori da eseguirsi in cantiere, per opere di restauro strutturale, invece, è preferibile — qualora i quantitativi di materiali siano contenuti entro limiti che ne rendano economicamente accettabile l'impiego — utilizzare prodotti industriali pronti all'uso, ai quali occorre cioè aggiungere solo l'acqua, e che siano stati sottoposti ad un controllo di qualità.

Nel seguito sono discusse le proprietà di un prodotto pronto all'uso impiegato per lavori di restauro strutturale.

Esso, oltre a possedere caratteristiche espansive standardizzate e verificate mediante controlli statistici di qualità, possiede una serie di proprietà collaterali, ottenute mediante l'impiego di particolari additivi, che lo rendono particolarmente idoneo per i lavori di restauro strutturale soprattutto per l'elevata adesione al calcestruzzo vecchio da restaurare.

#### 4.1. Modalità dell'impasto

L'impasto è stato ottenuto mescolando il prodotto pronto all'uso con acqua (rapporto acqua/solido = 0,16) per 5 minuti in una comune betoniera a 20°C.

#### 4.2. Caratteristiche dell'impasto fresco

L'impasto fresco si presenta estremamente fluido (spandimento 140% con 5 colpi alla tavola a scosse secondo il test ASTM C ÷ 230) e privo di acqua di bleeding (UNI 7122 - 72).

La fluidità consente una facile messa in opera del materiale anche con tecniche particolari (a spruzzo, per iniezione ecc.), mentre l'assenza del bleeding impedisce che l'acqua essudata si raccolga tra l'impasto fresco ed il calcestruzzo da ripristinare (fig. 2).

#### 4.3. Caratteristiche dell'impasto indurito

a) Adesione al calcestruzzo vecchio: circa 35 Kg/cm<sup>2</sup> a 28 giorni (fig. 10).

b) Resistenza meccanica a compressione: circa 300 Kg/cm<sup>2</sup> a 1 giorno e circa 900 Kg/cm<sup>2</sup> a 28 giorni (fig. 11).

c) Resistenza meccanica a flessione: circa 60 Kg/cm<sup>2</sup> a 1 giorno e oltre 120 Kg/cm<sup>2</sup> a 28 giorni (fig. 11).

d) Pull-out: a 3 giorni 45 Kg/cm<sup>2</sup> per barra di acciaio liscia e 200 Kg/cm<sup>2</sup> per barra di acciaio ad aderenza mi-

giorata; i corrispondenti valori a 28 giorni diventano: 80 Kg/cm<sup>2</sup> e oltre 500 Kg/cm<sup>2</sup> (fig. 12).

e) Espansione libera: 0,3% tra il tempo di inizio indurimento (7 ore) e 24 ore [18].

f) Permeabilità: minore di  $1 \cdot 10^{-12}$  cm/sec a 3 giorni.

g) Resistenza ai cicli di gelo-disgelo: dopo 300 cicli termici tra -20°C e +5°C il modulo elastico è diminuito meno del 5% (ASTM C-233-73).

h) Comportamento a caldo: dopo una stagionatura a temperatura ambiente di 1 giorno, il materiale è stato conservato per altri 6 giorni a 400°C. Le resistenze meccaniche a compressione od a flessione, rispetto ai materiali conservati a temperatura ambiente, risultano diminuire di circa il 15% dopo 6 giorni, ed appaiono addirittura più elevati durante i primi due giorni di trattamento a 400°C (fig. 13).

i) Comportamento alla fatica: dopo una stagionatura di 28 giorni il materiale è stato sottoposto a carichi variabili

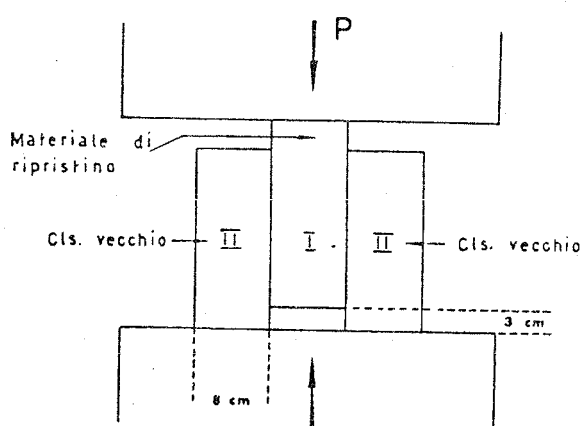
tra 200 e 500 Kg/cm<sup>2</sup> di compressione con una frequenza di 500 cicli/min. Dopo oltre due milioni di cicli la prova è stata interrotta ed il materiale non presentava alcuna diminuzione della resistenza meccanica.

l) Modulo elastico dinamico: 350.000 Kg/cm<sup>2</sup> a 7 giorni e 400.000 Kg/cm<sup>2</sup> a 28 giorni.

m) Modulo elastico statico con carichi pari a un terzo del carico di rottura: 280.000 Kg/cm<sup>2</sup> a 7 giorni e 320.000 Kg/cm<sup>2</sup> a 28 giorni.

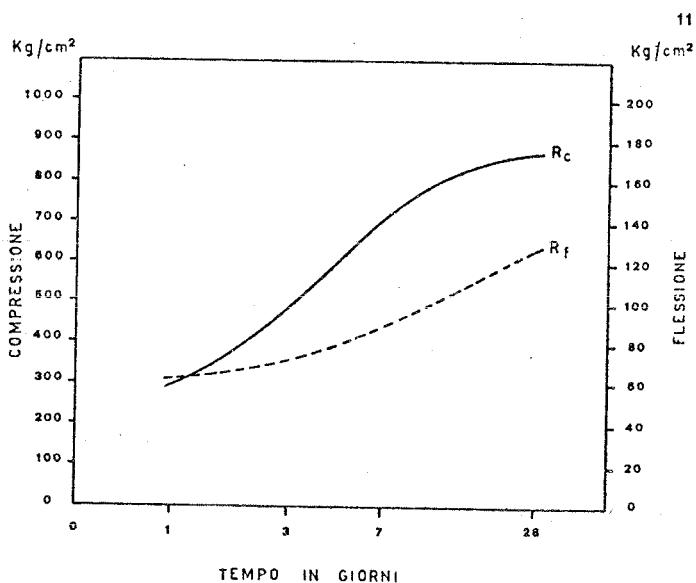
#### 4.4. Esempi di applicazione di prodotti pronti all'uso

Sebbene una descrizione dei lavori di risanamento e di consolidamento delle strutture ammalorate vada al di là dello scopo della presente memoria, dedicata soprattutto alle proprietà del materiale per il restauro strutturale, val la pena di descrivere molto succintamente alcuni tra i più recenti e significativi lavori di risanamento e consoli-

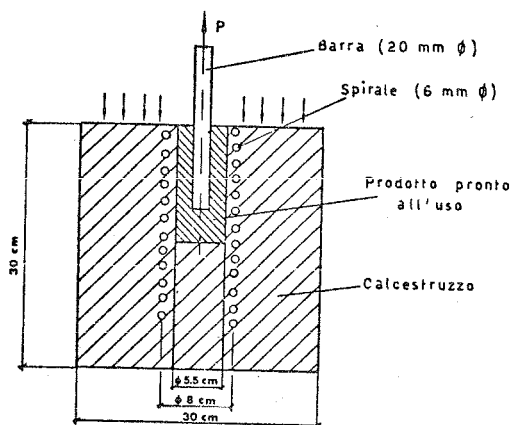


10

10 - Prova di adesione del materiale ripristinante (I) al vecchio calcestruzzo (II); 11 - Resistenza meccanica a compressione ( $R_c$ ) e a flessione ( $R_f$ ) del prodotto pronto all'uso.

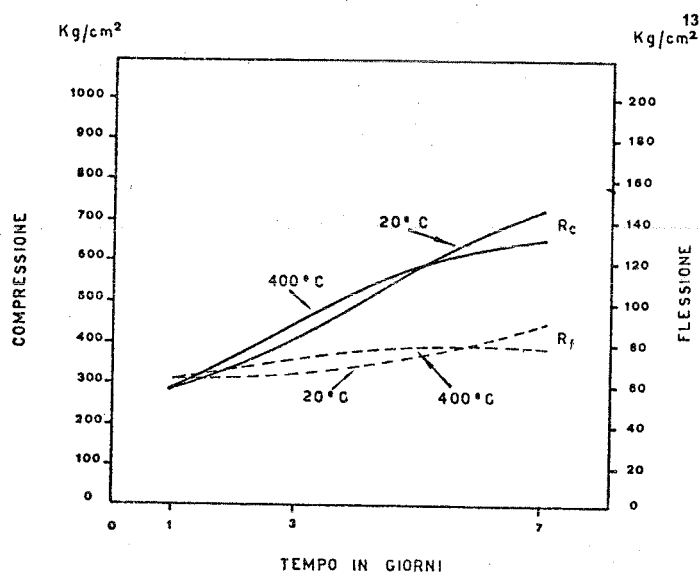


11



12

12 - Prova di sfilamento di barra d'acciaio; 13 - Influenza del trattamento ad alta temperatura (400°C) sulla resistenza meccanica a compressione ( $R_c$ ) ed a flessione ( $R_f$ ) del prodotto pronto all'uso.



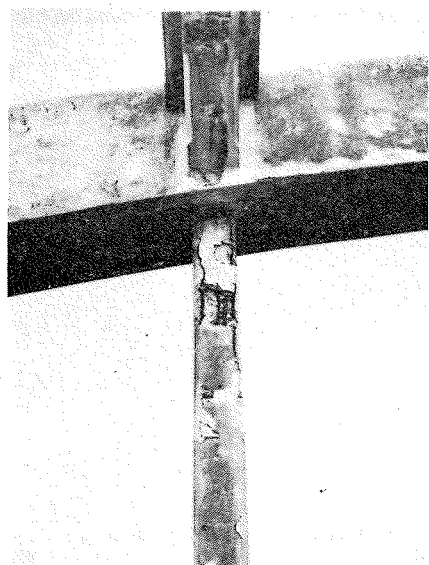
13

damento di strutture in calcestruzzo degradate, effettuati con il prodotto pronto all'uso del quale si sono sopra riportate le caratteristiche.

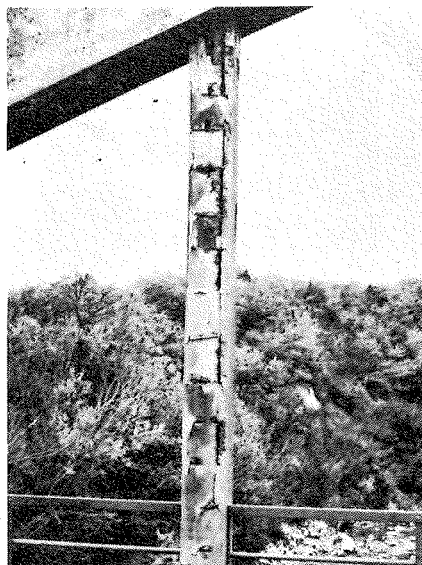
Il primo esempio [19] riguarda il consolidamento di un ponte di 50 m di luce, in calcestruzzo armato, ad arco con impalcato sospeso (fig. 14). La degradazione del calcestruzzo, provocata dall'aggressione di agenti naturali, aveva raggiunto un tale livello da mettere a nudo gran parte dei ferri (figg. 15-17) e da rendere, inoltre, non più idoneo il ponte a sopportare le sollecitazioni provocate dai pesi degli automezzi. Il lavoro di restauro è consistito sostanzialmente nel ripristino delle sezioni delle strutture dell'intradosso dell'arco mediante getto in apposita casseratura, nel rivestimento protettivo delle restanti parti dell'arco



14 - Visione del ponte prima del restauro; 15-16-17 - Particolari del ponte prima del restauro; 18-19-20 - Particolari del ponte dopo il restauro.



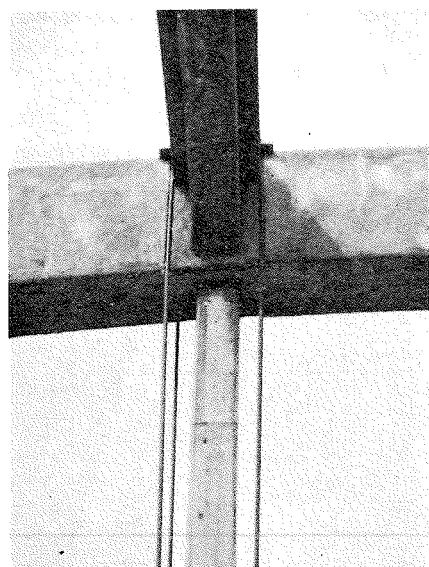
15



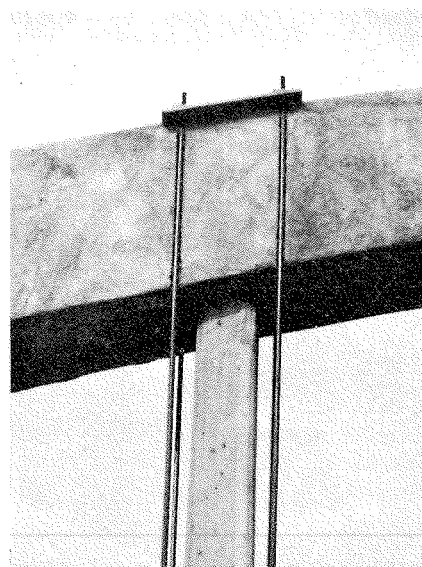
16



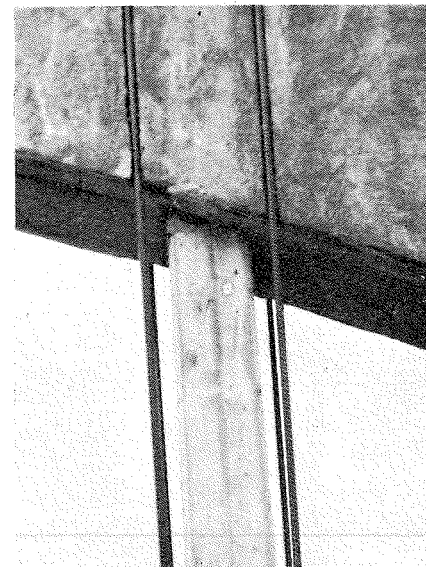
17



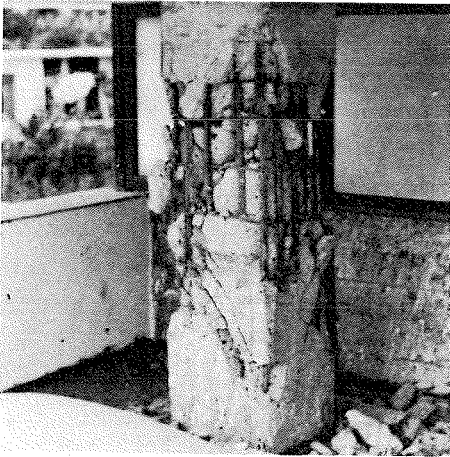
18



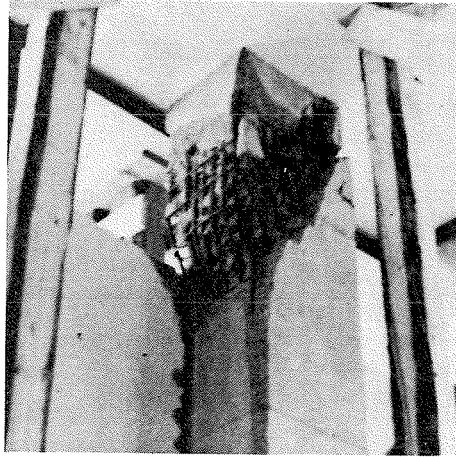
19



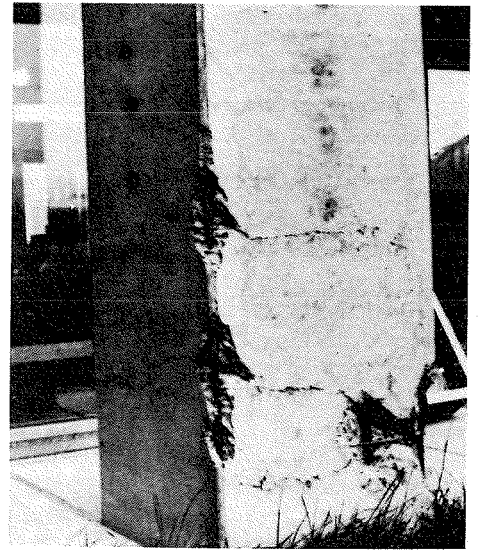
20



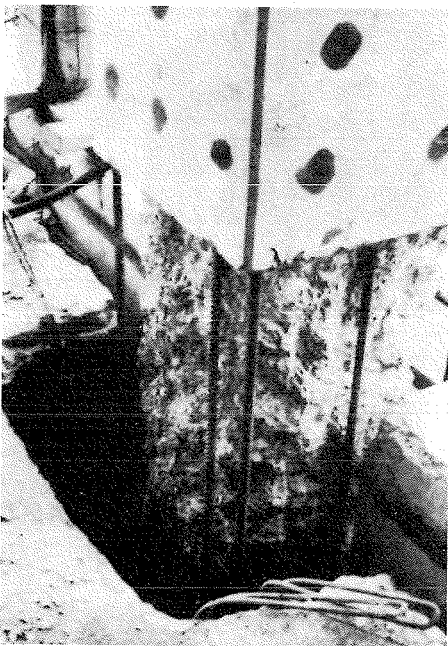
21



22

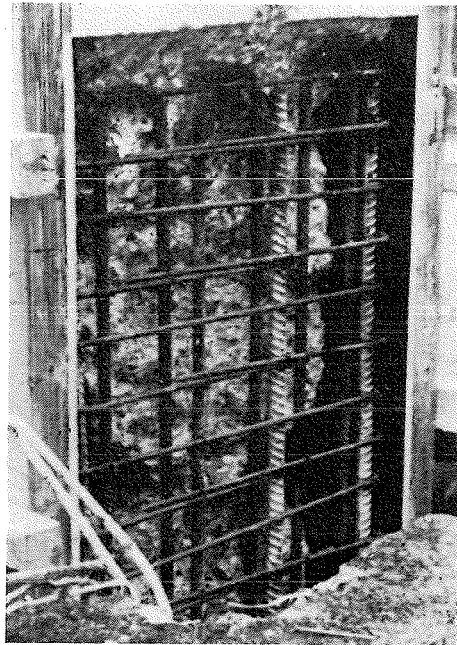


23



24

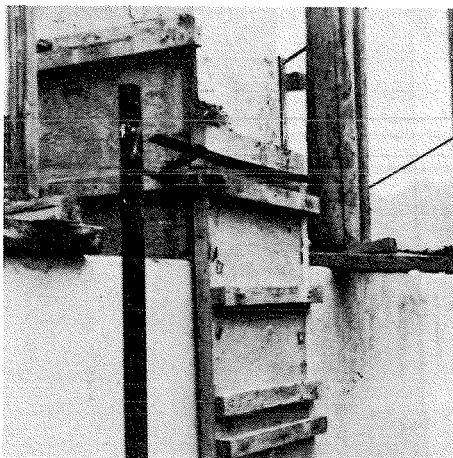
26



25

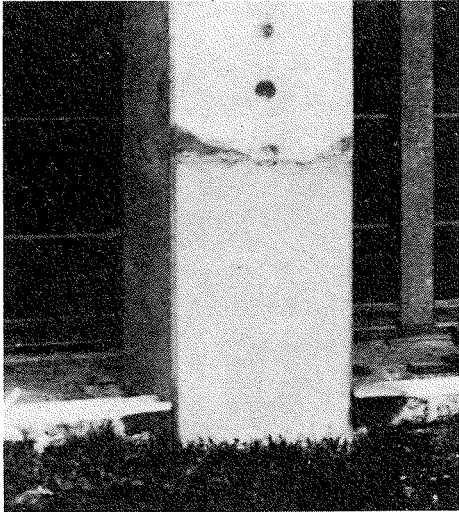
27

21-23 - Pilastri degradati dal sisma in Friuli; 24 - Eliminazione del calcestruzzo degradato; 25 - Introduzione di nuove armature; 26 - Disposizione delle cassaforme per l'immissione del materiale ripristinante; 27 - Pilastro, corrispondente alla figura 21, dopo il restauro; 28 - Pilastro, corrispondente alla figura 22, dopo il restauro.



18





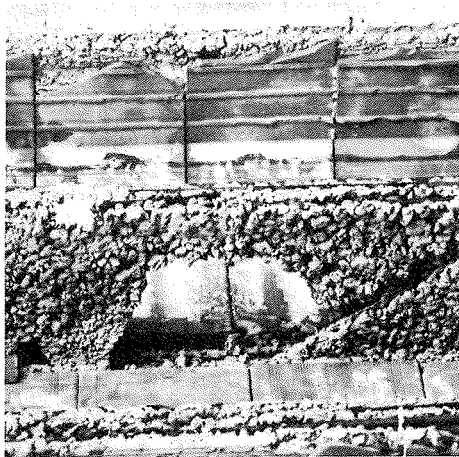
29 - Pilastro, corrispondente alla figura 23, dopo il restauro.

mediante applicazione a spruzzo, nella messa in opera di nuovi tiranti metallici, nella protezione dei vecchi tiranti, ed infine nella costruzione di una trave parapetto in calcestruzzo armato in corrispondenza dell'estradosso dell'impalcato.

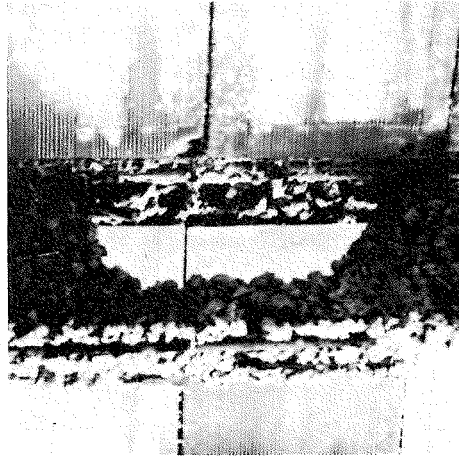
Il ponte così risanato (figg. 18-20) è stato collaudato e la prova di carico ha dimostrato la validità dell'intervento di restauro.

Il secondo esempio concerne il restauro strutturale di più di 300 pilastri appartenenti a costruzioni del Friuli, tutte gravemente lesionate dal sisma del 6 maggio 1976 (figg. 21-23). Il lavoro di restauro è consistito nella rimozione del calcestruzzo lesionato (fig. 24), nell'introduzione di nuove armature ad integrazione di quelle esistenti (fig. 25), e nel colaggio della malta fluida nelle apposite caserature (fig. 26).

Tutte le strutture consolidate (figg. 27-29) hanno resistito alle sollecitazioni sismiche successive, ed in particolare a quelle del sisma del 15 settembre, ad eccezione di



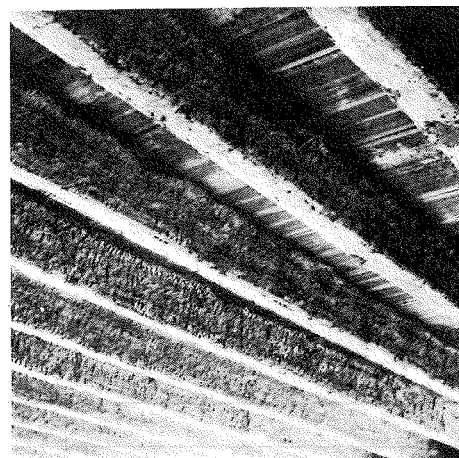
30  
33



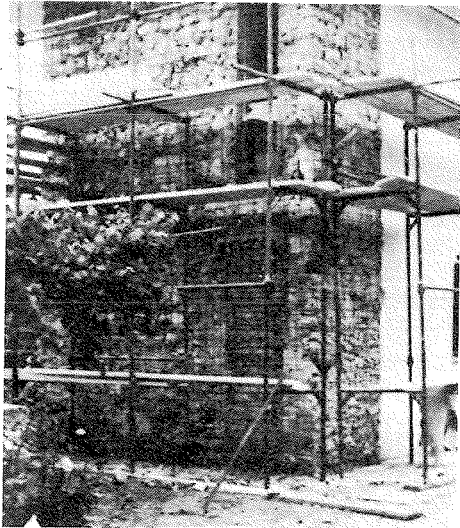
31  
34



32



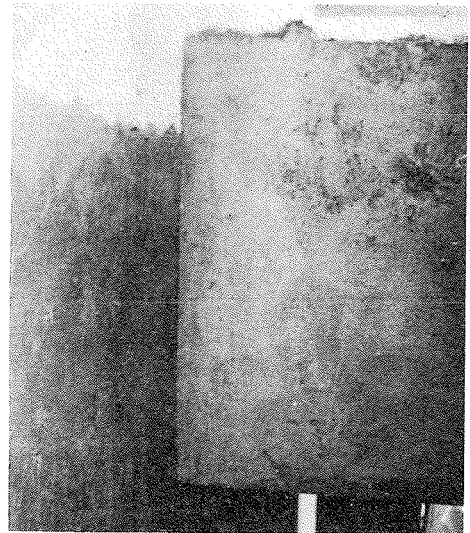
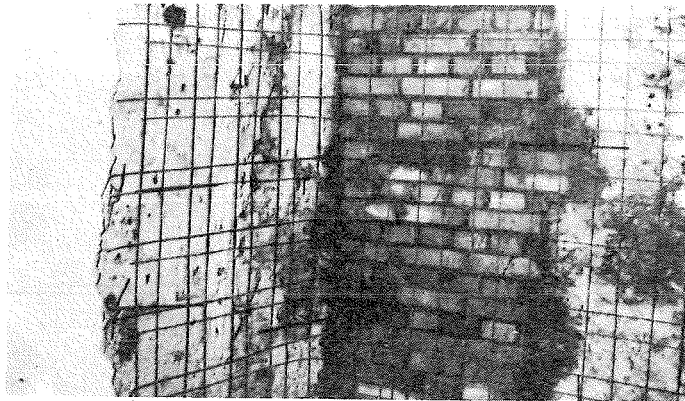
30-31 - Solaio in laterocemento degradato; 32 - Applicazione a spruzzo del materiale ripristinante; 33 - Rimozione dal solaio del materiale degradato; 34 - Solaio dopo il restauro.



35

35-36 - Applicazione della rete elettrosaldata su murature lesionate dal sisma in Friuli.

36



37

37 - Particolare della muratura dopo il restauro.

quattro pilastri in nessuno dei quali, tuttavia, la nuova lesione si è verificata nel materiale ripristinante.

Il terzo esempio si riferisce al ripristino di un solaio in latero-cemento fortemente degradato (figg. 30-31) e consolidato con 2 cm del prodotto pronto all'uso applicato a spruzzo (fig. 32) sugli elementi precedentemente privati del materiale ammalorato (fig. 33). La fig. 34 mostra una parte del solaio a ripristino ultimato.

Il quarto esempio, infine, riguarda il consolidamento strutturale di una muratura lesionata dal sisma e ripristinata mediante l'applicazione di una rete elettrosaldata (figg. 35-36) e successivo consolidamento (fig. 37) con il prodotto pronto all'uso.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] POWERS T.C.: The Properties of Fresh Concrete, John Wiley and Sons, Inc. New York, 1968.
- [2] WITTMANN F.H.: Cement and Concrete Research, 6, 49, 1976.
- [3] POWERS T.C.: The Structure of Concrete, pag. 319, Cement and Concrete Assoc., London, 1968.
- [4] FELDMAN R.F. - P.J. SEREDA: Materiaux et Constructions, 1, 509, 1968.
- [5] ODMAN S.T.A.: RILEM - Cembureau Int. Colloquium on the Shrinkage of Hydraulic Concretes, 1, 20, Madrid, 1968.
- [6] TROXELL G.E. - J.M. RAPHAEL - R.E. DAVIS: Proc. A.S.T.M., 58, 1101, 1968.
- [7] LERCH W.: Proc. A.S.T.M., 46, 1152, 1946.
- [8] COLLEPARDI M. - A. MARCIALIS - V. SOLINAS: Il Cemento, 70, 83, 1973.
- [9] COLLEPARDI M. - A. MARCIALIS - V. SOLINAS: Il Cemento, 70, 3, 1973.
- [10] LORMAN W.R.: Proc. A.S.T.M., 40, 1082, 1940.
- [11] VERBECK G.J.: A.S.T.M. Sp. Tech. Publicn. No. 205, 17, 1958.
- [12] RUSSELL H.G.: Klein Symposium on Expansive Cement Concretes, ACI Publication SP, 38, 192, 1972.
- [13] KALOUSEK G.L.: Klein Symposium on Expansive Cement Concretes, ACI Publication SP, 38, 2, 1973.
- [14] MEHTA P.K.: Klein Symposium on Expansive Cement Concretes, ACI Publication SP, 38, 57, 1972.
- [15] KAWANO T. - K. HITORSUYA - T. MORI: The VI International Congress on the Chemistry of Cement, Moscow, 1974.
- [16] MATHER B.: American Concrete Institute, Manual of Concrete Practice, 212, 23, 1973.
- [17] KESLER C.E.: American Concrete Institute, Manual of Concrete Practice, 223, 1, 1973.
- [18] RUBIN E.H.: Klein Symposium on Expansive Cement Concretes, ACI Publication SP, 38, 341, 1972.
- [19] BARTELETTI R. - P. MARINI - C. PIEROBON - A. RAZZAUTI: Comunicazione Privata.



## Il consolidamento del castello della Zisa in Palermo

Comunicazione del Prof. Ing. Ugo Fuxa (\*)

Il Castello della Zisa — costruito da Guglielmo I fra il 1164 ed il 1165 e rifinito da Guglielmo II negli anni immediatamente successivi — fu concepito come splendida dimora di riposo dei re normanni (fig. 1); infatti, il vocabolo *al-Aziz*, che figura nell'iscrizione sull'arco d'ingresso alla sala della fontana, significa: splendido.

La pianta rettangolare (fig. 2), di 36,30 ml per 19,75 ml, è dotata d'un asse trasversale di simmetria e presenta — in corrispondenza dei lati corti — due aggetti per la formazione di due corpi a torre, la cui altezza — come si è visto, nella precedente illustrazione, per quello aggregato alla testata Nord — supera di poco i 25,70 ml, entro i quali sono contenuti i tre piani dell'edificio.

Elemento doviziosamente rappresentativo fu la sala della fontana — a pianta cruciforme, con uno dei due assi sull'anzidetta trasversale mediana ed estendentesi per due piani in altezza — nella quale, dalla base d'un mosaico raffigurante un'aquila sulla parete di fondo, sgorga un getto d'acqua che, scivolando lungo un piano inclinato a « chevrons » e scorrendo in una canaletta punteggiata da due bacini, andava ad immettersi — attraverso una apposita conduttura — nel grande bacino, antistante all'edificio.

La volta a crociera da cui è coperta la detta sala è resa particolarmente suggestiva da quattro stalattiti simmetriche — realizzate con sapientissimo gioco di alveolature ad incastro — di cui sono ben conservate quelle inserite nelle pareti a destra ed a sinistra entrando (figg. 3 e 4), nonché quella inserita nella parete della fontana (fig. 5), parete sulla quale una splendida fascia con scene di caccia è quanto rimane delle originarie decorazioni musive.

L'edificio — pur con le notevoli mutilazioni subite e con gli interventi, non sempre felici, operati occasionalmente — resta il più integro ed il più leggibile fra quelli dell'età normanna e costituisce un emblematico prodotto dell'arte del costruire, che — anche nella detta età — fu, in Sicilia, appannaggio delle maestranze mussulmane.

Il progressivo degrado subito nel lunghissimo periodo di disinteresse e di abbandono ne ha reso, via via, più precarie le condizioni, per cui — con l'aggravarsi delle turbative già esistenti e col minaccioso insorgere di tante altre — si sono determinate, in numerose zone, pericolose situazioni di equilibrio-limite e, fra queste, la più grave

ha dato luogo al crollo verificatosi nell'ottobre del 1971 (fig. 6), crollo che ha restituito il singolare monumento all'attenzione che merita, dando l'avvio ad un organico piano di lavoro per la sua conservazione, in seguito al progetto di restauro e di valorizzazione ambientale, redatto — con vivo impegno e con raffinata sensibilità — dal Prof. Giuseppe Caronia, al quale hanno dato valido appoggio la consulenza del Prof. Giuseppe Bellafiore per la parte storica e la supervisione di competenti di chiara fama, quali il Prof. Cesare Brandi ed il Prof. Guglielmo De Angelis d'Ossat, che — nel corso di diligenti sopralluoghi — hanno portato fondamentali contributi per la corretta soluzione del non facile problema.

Il crollo ha interessato un'ampia zona del prospetto Ovest (fig. 9), coinvolgendo le volte sulle quali insistevano il terrazzo di copertura ed il calpestio del secondo piano (fig. 10); notevoli sono stati gli effetti indotti dalle conseguenti azioni dinamiche sui muri esterni (figg. 6, 7, 11) e sui muri interni (figg. 12 e 13) della testata Nord.

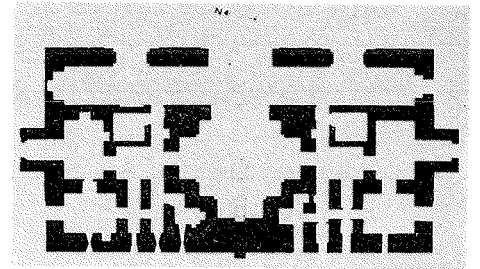
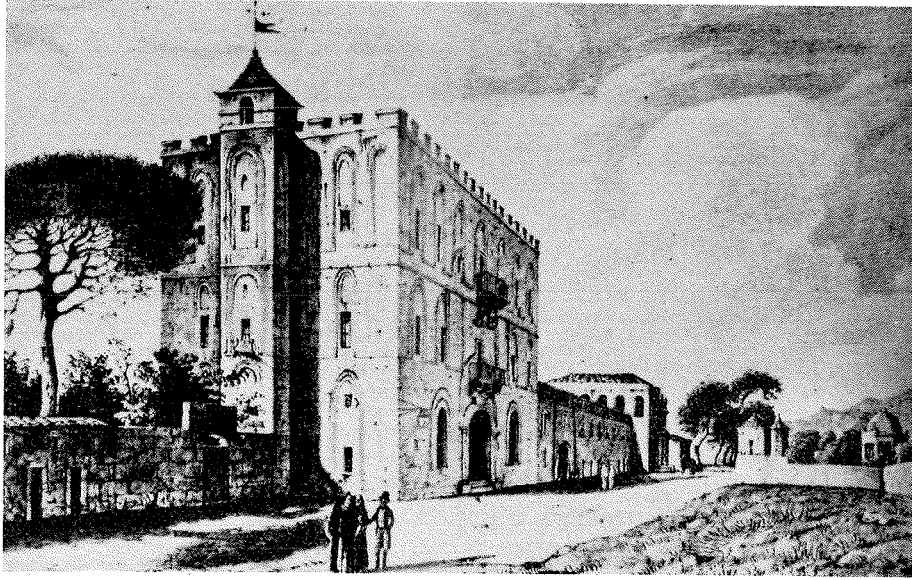
Per ovvie ragioni, mi sono limitato a mostrare gli aspetti più essenziali e caratteristici della situazione dell'edificio all'atto dei rilievi per la progettazione dei necessari interventi, astraendo dalla congerie di turbative e dissesti che — isolatamente, o più o meno estesamente correlati — hanno richiesto ed ancora oggi richiedono la soluzione di problemi piuttosto complessi — e, in ogni caso, assai delicati — i quali non trovano spazio in questa sede.

Un'eccezione in tal senso mi sia consentita per un breve cenno sulle opere di consolidamento e di ricostruzione delle volte realizzate dalle maestranze dell'epoca impiegando conci di tufo — dello spessore di venti centimetri circa — più o meno perfettamente lavorati.

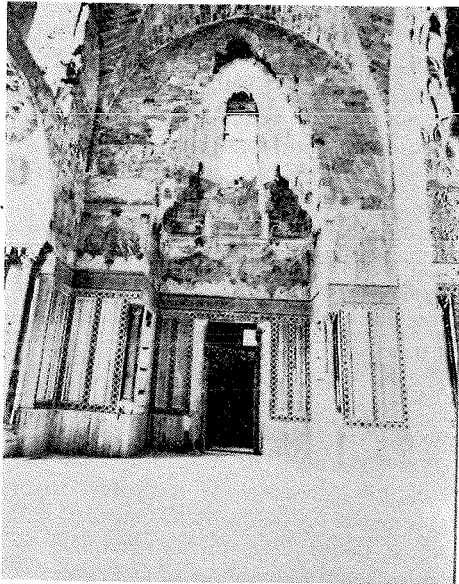
Nell'ala Nord dell'edificio, più direttamente interessata dal crollo, le dette volte sono andate, quasi totalmente, in rovina, mentre nell'ala Sud hanno subito vistosi dissesti (fig. 14), caratterizzati, per la più gran parte, da ampie lesioni, scivolamenti di conci e cospicui allargamenti dei giunti, che, nell'originaria apparecchiatura, erano stati — per la quasi totalità — mantenuti assai larghi (fig. 15), interponendovi grossi cordoni di malta, che ha subito un notevole degrado.

Per porre rimedio a tali dissesti, si è proceduto, in primo luogo, alla sigillatura con resine epossidiche (fig. 16), associandovi, là dove le soluzioni di continuità erano par-

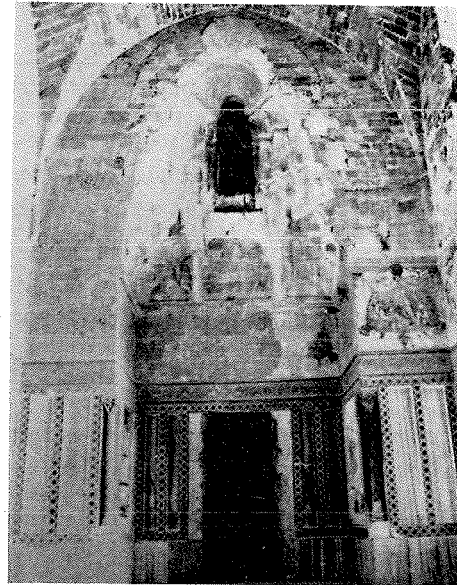
(\*) Ordinario di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Architettura - Università di Palermo.



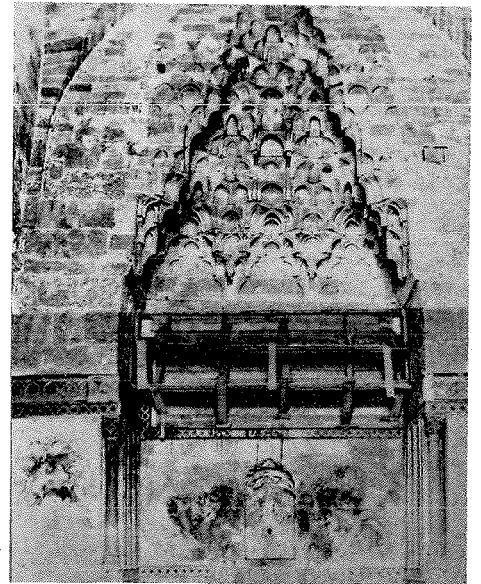
1 - Il castello della Zisa fu costruito da Guglielmo I tra il 1164 ed il 1165 e concepito quale splendida dimora dei re normanni; 2 - La pianta del castello ha forma rettangolare e presenta due aggetti per la formazione dei due corpi a torre.



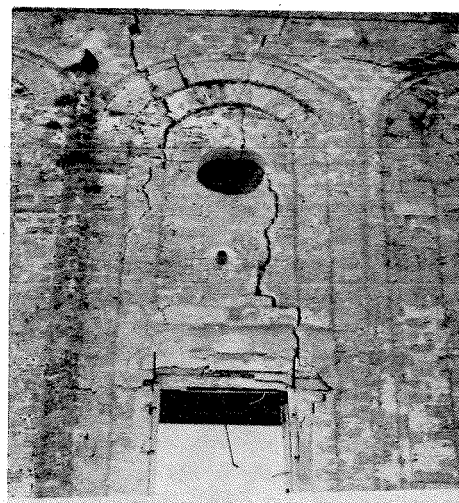
3



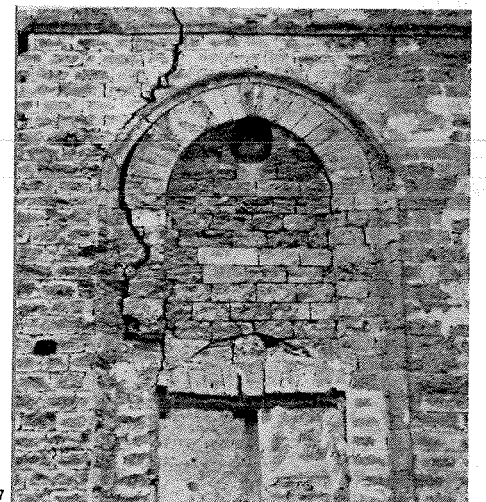
4



5

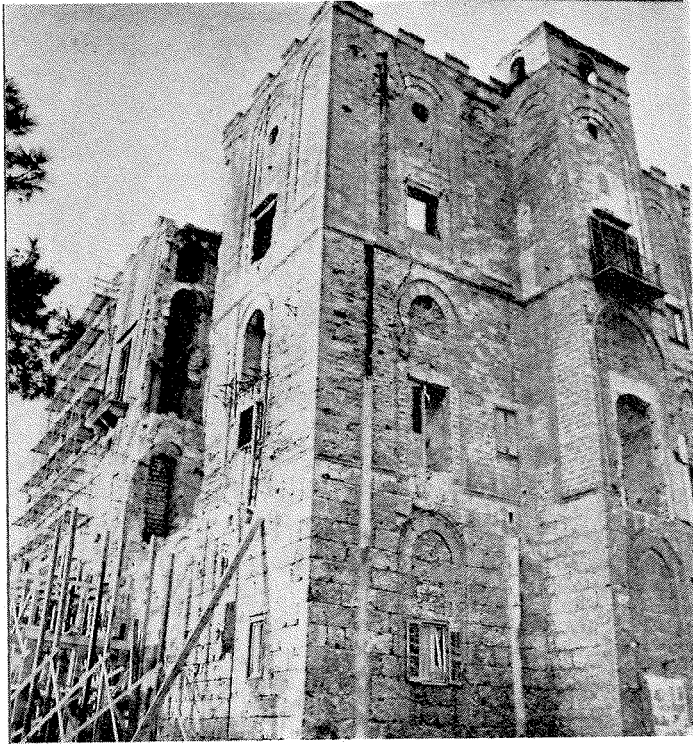


6



7

3-4 - La sala della fontana, a pianta cruciforme è impreziosita da quattro stallatiti simmetriche, di cui sono ben conservate quelle inserite nelle prime pareti a destra e sinistra entrando; 5 - Particolare della stallatite inserita nella parete della fontana; 6-7 - Effetti indotti dalle azioni dinamiche sui muri esterni conseguentemente al crollo verificatosi nell'ottobre 1971.



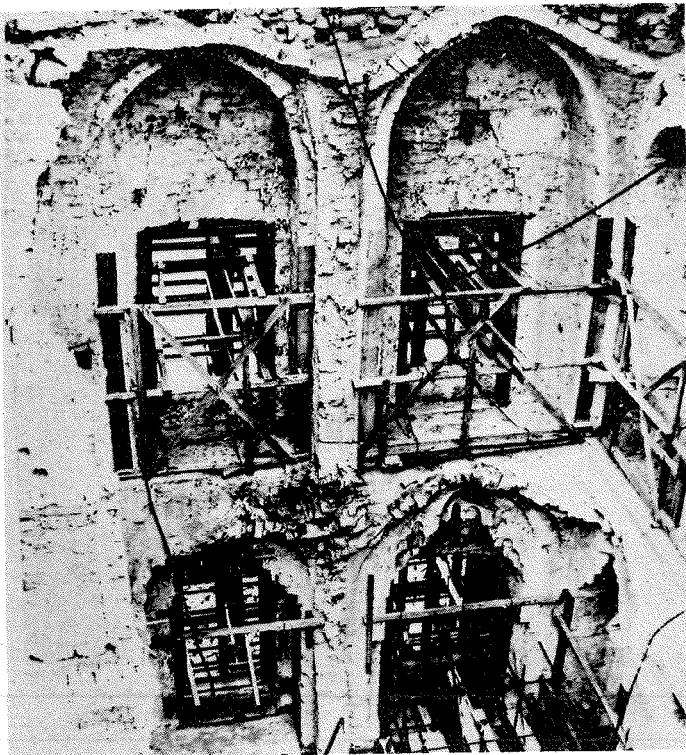
8



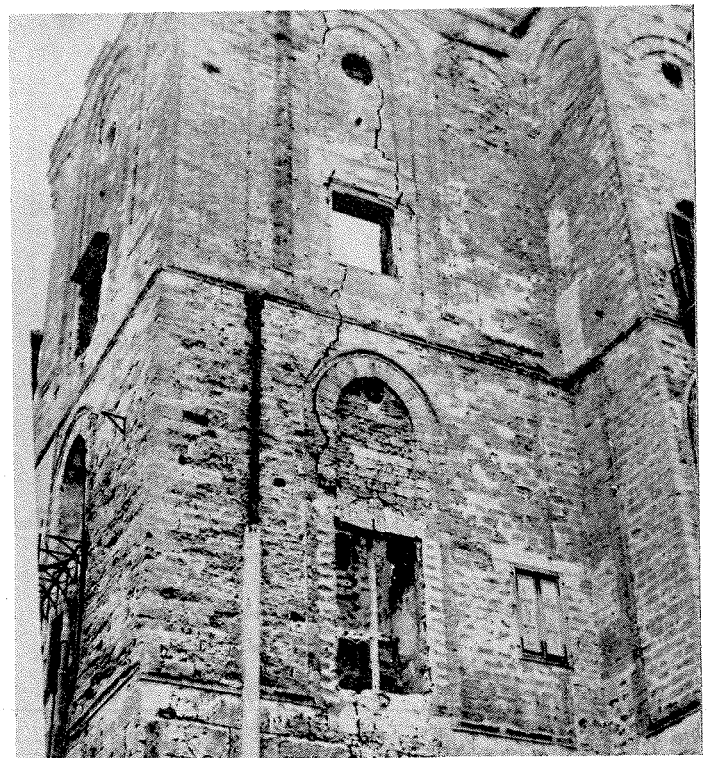
9

8 - Effetto sull'edificio del crollo verificatosi nell'ottobre 1971; 9 - Effetto del crollo sul prospetto Ovest; 10 - Il crollo ha interessato le volte sulle quali insistevano il terrazzo di copertura ed il calpestio del secondo piano; 11 - Effetto indotto dal crollo sulle pareti esterne.

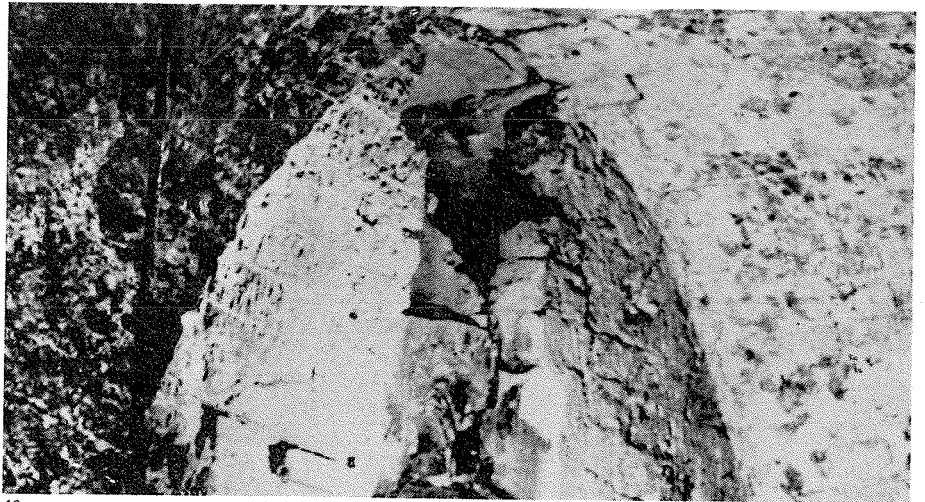
10



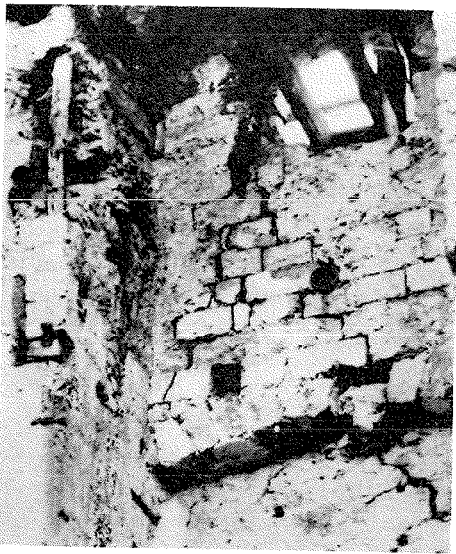
11



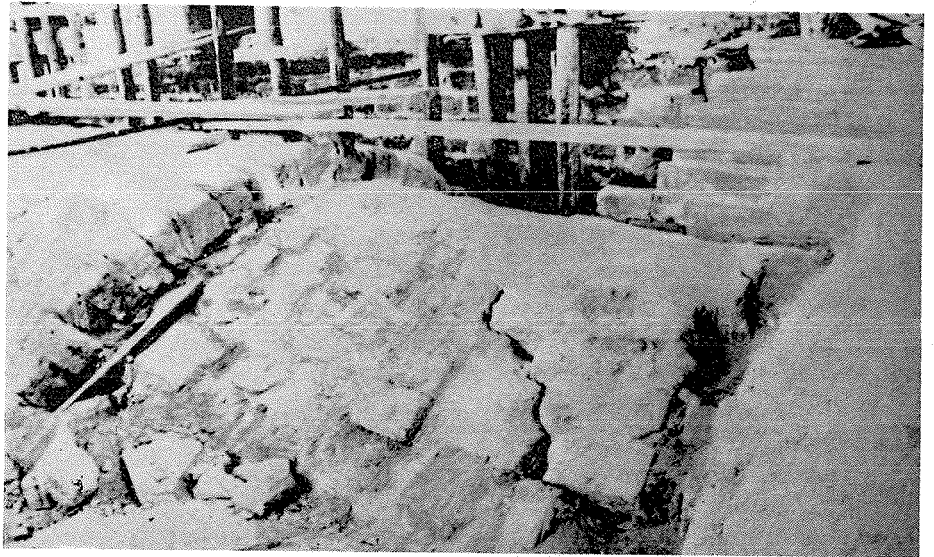
12-13 - Effetti indotti dalle azioni dinamiche conseguenti al crollo del 1971 sui muri interni della testata Nord; 14-15 - Nell'ala Sud le volte hanno subito vistosi dissesti caratterizzati da ampie lesioni e allargamenti dei giunti che sono stati mantenuti assai larghi, interponendovi grossi cordoni di malta; 16-17 - Per porre rimedio ai dissesti si è provveduto alla sigillatura con resine epossidiche e, dove necessario, con opportune cuciture eseguite con barre metalliche ad aderenza migliorata.



12



13



14

15

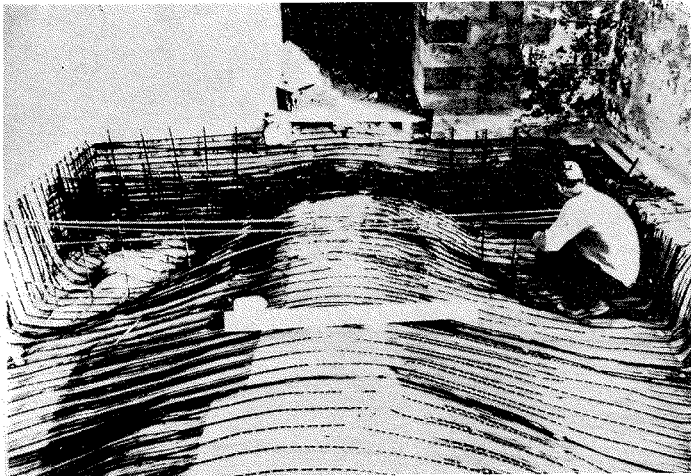


16



17





18 - E' stato eseguito un rivestimento totale in nervometal chiodato alla volta, risvoltato contro i latistanti muri ed ad essi chiodato.

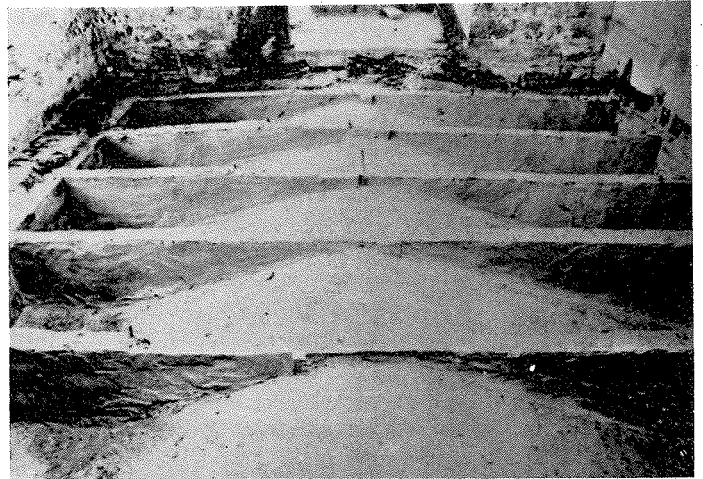
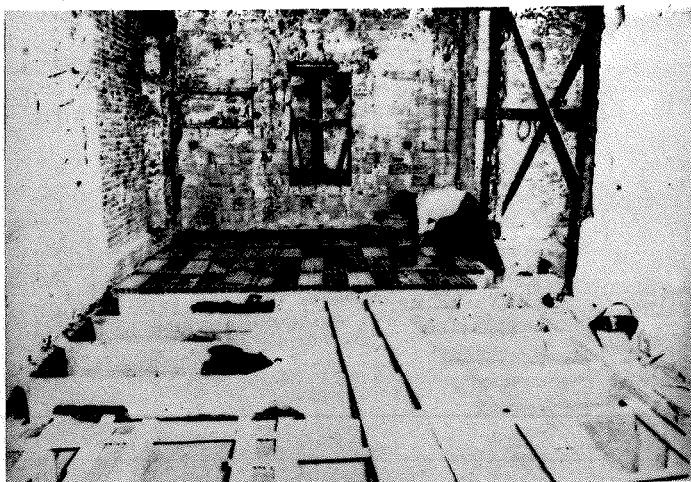
ticolarmente ampie, opportune cuciture con barre metalliche ad aderenza migliorata (fig. 17).

Si è, quindi, provveduto ad un rivestimento totale in nervometal (fig. 18), chiodato alla volta, risvoltato contro i latistanti muri e ad essi chiodato.

Con ferri toni opportunamente immurati agli estremi e con due foglie di nervometal — legate ai toni medesimi e chiodate ai muri — si sono, contemporaneamente, apprestate convenienti ossature - larghe 6 cm circa — destinate alla formazione di costole trasversali, con interasse di 70 cm.

Incorporando il tutto in conglomerato di cemento (figura 19) — spesso 3 cm circa sulle volte ed 8 cm circa sulle costole — alla ricostituzione della integrità delle volte è stato associato il relativo alleggerimento dai sovraccarichi permanenti ed accidentali per l'esercizio del sovrastante piano, esercizio che è rimasto affidato al solaio ottenuto sovrapponendo ai setti trasversali (fig. 20) tavelloni coperti con uno strato di 4 cm di conglomerato magro.

20 - L'alleggerimento delle volte è stato ottenuto sovrapponendo ai setti trasversali tavelloni coperti di uno strato di 4 cm di conglomerato magro.



19 - Con ferri toni si sono apprestate convenienti ossature larghe 6 cm e poste ad un interassè di 70 cm; al tutto è stato incorporato un conglomerato cementizio spesso circa 3 cm sulle volte ed 8 cm circa sulle costole.

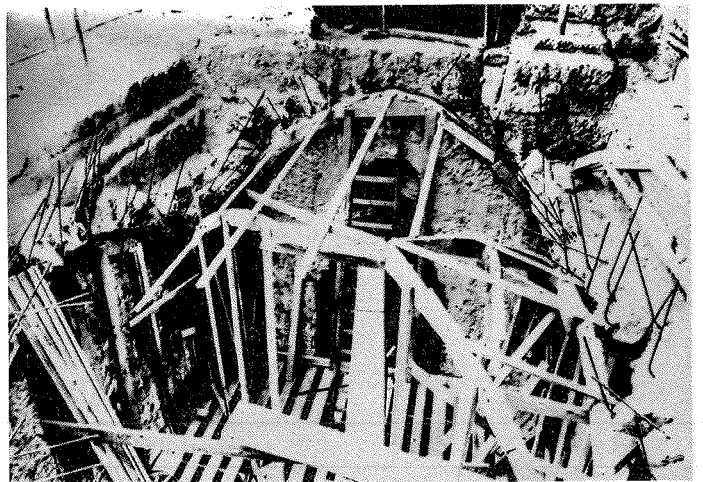
Per le volte comprese fra muri risegati, l'intervento è stato limitato al ristabilimento dell'integrità degli elementi costitutivi ed alla loro solidarizzazione con il procedimento indicato, mentre l'esercizio del sovrastante piano è stato affidato a solai semplicemente appoggiati su cuscini di conglomerato cementizio, ottenuti provvedendo al necessario rasagliamento delle riseghe.

Per la ricostruzione delle volte totalmente crollate nell'ala Nord, si è, preliminarmente, provveduto a costituire — lungo i piani d'imposta — convenienti linee d'ancoraggio (fig. 21), realizzate con toni metallici ad aderenza migliorata, immersi nelle murature e resi perfettamente solidali con esse riempiendo gli alloggiamenti con resina epossidica.

Le volte da riproporre sono state modellate con doppie foglie di nervometal, solidarizzate con i detti ancoraggi ed avviluppate in un getto di conglomerato cementizio di 5 cm di spessore.

Nelle zone in cui qualche troncone della originaria volta

21 - Per la ricostruzione delle volte totalmente crollate nell'ala Nord, si è provveduto a costituire lungo i piani d'imposta, convenienti linee d'ancoraggio realizzate con tondini metallici ad aderenza migliorata immessi nelle murature.



non è stato coinvolto nel crollo, si è provveduto al suo consolidamento col tipo di lavoro di cui ho già fatto cenno e vi si è attestata la nuova struttura, che — oltre ad essere denunciata dal materiale — è stata sottolineata da un dentello, appositamente creato in corrispondenza della linea di passaggio dall'antica alla nuova superficie d'intradosso.

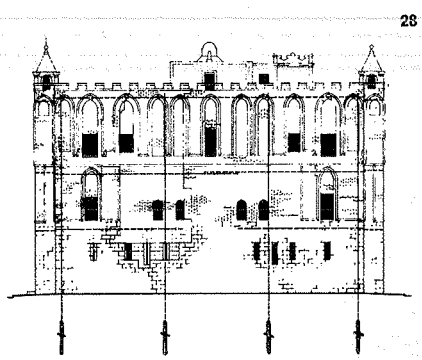
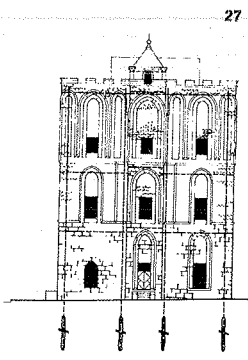
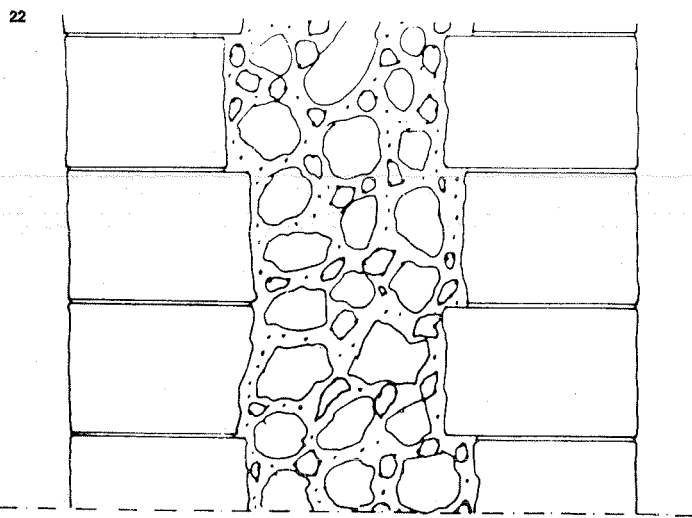
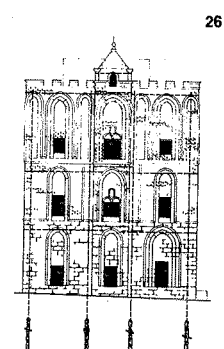
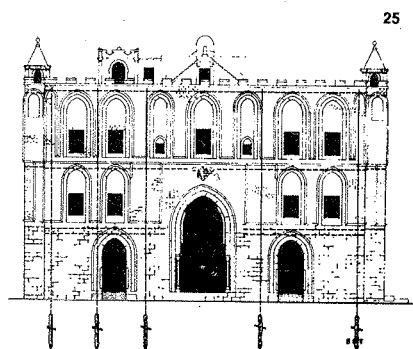
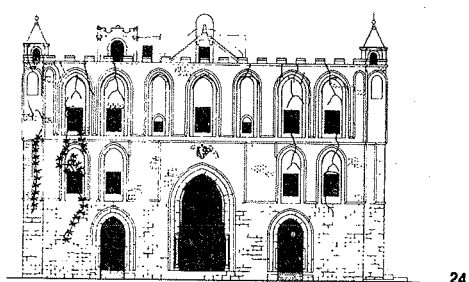
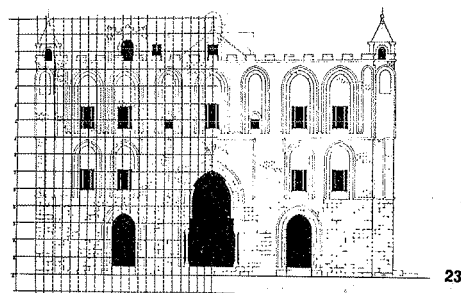
Le volte così ricostituite sono state affrancate dal servizio ai sovraccarichi permanenti ed accidentali del piano superiore, servizio al quale provvedono, autonomamente, solai vincolati ai latistanti muri.

Il problema fondamentale posto dal compito di assicurare la sana e durevole conservazione del monumento nel tempo è stato quello di intervenire nella struttura formata dall'insieme delle sue linee murarie, affinché — tenuto conto della loro natura e consistenza, dei degradi e dei dissesti subiti, dell'allentamento, o — addirittura — dello scioglimento dei mutui legami, dell'estesa gamma di fatiche locali — possano, fondatamente, ritenersi posti in essere i due essenziali requisiti della adeguata capacità reattiva dei vari elementi resistenti in sé e per sé considerati e della loro efficiente solidarizzazione in un ben congegnato ed armonico complesso spaziale, tenendo, fra l'altro, presente che la città di Palermo ricade in zona sismica di seconda categoria.

Astraendo, come ho già detto, dagli interventi richiesti dalla serie, assai ampia e varia, delle deficienze locali — molte delle quali, diligentemente osservate e studiate, hanno denunciato correlazioni illuminanti per la scelta dei provvedimenti più aderenti all'effettiva natura ed entità dei casi — mi limito a far cenno sui due interventi più essenziali: la bonifica delle linee murarie ed il loro assemblaggio.

Gli spessori delle murature non sono caratterizzati, né planimetricamente, né altimetricamente, da una ben defi-

22 - I tufi impiegati per la bonifica delle linee murarie sono disposti a doppia foglia con intercapedine riempita di materiale vario gettato alla rinfusa; 23 - Schema della bonifica delle linee murarie, mediante iniezione di boiaccia di cemento, nel prospetto Est; 24 - Completamento della bonifica del prospetto Est attraverso la sigillatura delle lesioni con resine epossidiche; 25-26-27-28 - Per l'assemblaggio delle linee murarie è stato approntato un doppio ordine di tiranti interni: sono qui visibili i tiranti verticali lungo i muri di perimetro.



nita legge di variazione ed assai spesso — specie nel piano terreno — superano i due metri.

I tufi impiegati sono disposti — eccezion fatta per taluni muri di spessore relativamente modesto — a doppia foglia (fig. 22), con l'intercapedine riempita da materiale vario — sia per qualità, sia per pezzatura — gettato alla rinfusa.

In talune intercapedini — o per l'assestamento del getto a secco, o per originaria negligenza — si sono riscontrati dei vuoti, spesso cospicui, che sono stati riempiti con conglomerato di cemento a  $250 \text{ kg/m}^3$ , nel quale è stato impiegato pietrisco calcareo con diametro massimo dell'ordine dei 5 cm.

Tenendo, poi, presente:

— che il materiale insaccato, non essendovi frammisti né humus, né argilla, era suscettibile d'una buona cementazione;

— che i giunti fra i conci formanti le doppie foglie presentavano frequenti e vistosi distacchi ed abbisognavano, quindi, di convenienti forzature;

— che i contatti fra i successivi filari dei detti conci mancavano, per molteplici cause, della necessaria continuità, si è proceduto all'anzicennata bonifica delle linee murarie mediante iniezioni di boiaccia di cemento, mescolando l'acqua ed il legante nel rapporto ponderale 1/1.

In ogni linea, a somiglianza di quanto si vede nel prospetto Est (fig. 23), sono stati praticati, in corrispondenza dei vertici d'una maglia rettangolare di  $0,75 \text{ ml} \times 1,50 \text{ ml}$ , fori di circa 3,5 cm di diametro, che — partendo da un paramento — si arrestano a 10 cm dal paramento opposto.

Attraverso gli ugelli perimetrali dei tubi erogatori introdotti nei detti fori, la boiaccia è stata immessa esercitandovi, mediamente, la pressione di un'atmosfera e, in ogni caso, gli assorbimenti sono stati molto rilevanti.

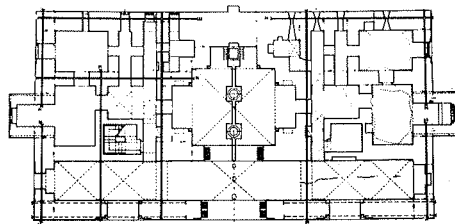
Al completamento di tale bonifica ha concorso la sigillatura delle lesioni con resine epossidiche, accompagnata (fig. 24) — là dove le lesioni medesime erano assai ampie — da doppie cuciture con barre tonde ad aderenza migliorata immerse nella resina, modograficamente indicate nello stesso prospetto Est ed eseguite come risulta dal sottostante dettaglio.

Per l'assemblaggio delle linee murarie così consolidate è stato apprestato un doppio ordine di tiranti interni: verticali lungo i muri di perimetro (figg. 25, 26, 27, 28), orizzontali, in ragione di uno per piano (figg. 29, 30 e 31), in tutti i muri interni ed esterni.

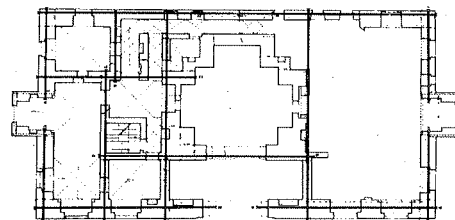
Si è così inglobato nell'organismo murario un reticolo tridimensionale, i cui elementi, opportunamente tesati, assicureranno il monolitico comportamento del complesso sotto un conveniente stato di coazione, vantaggiosamente sostitutivo d'un intervento, di aggregazione e consolidamento dall'esterno, intervento che — qualunque ne sia la natura e la consistenza — altererebbe il sapore e l'armonia dell'originaria composizione.

Alla posa in opera dei tiranti verticali (fig. 28) si è provveduto procedendo col seguente ordine di lavoro:

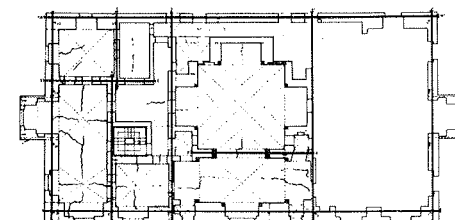
1) esecuzione di fori del diametro di 116 mm, lunghi 30 ml circa, che, partendo dalla sommità dei muri



29



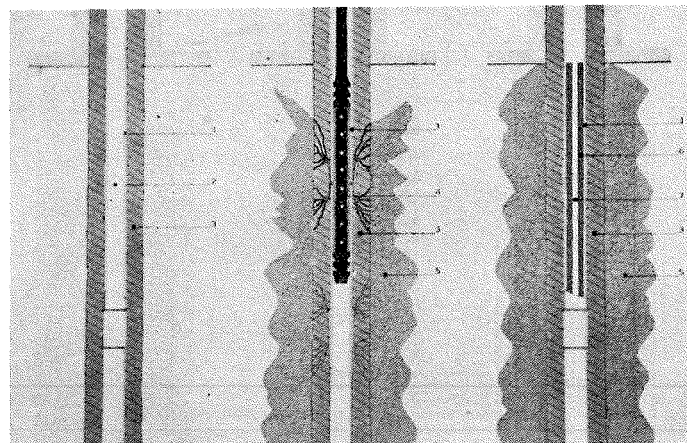
30

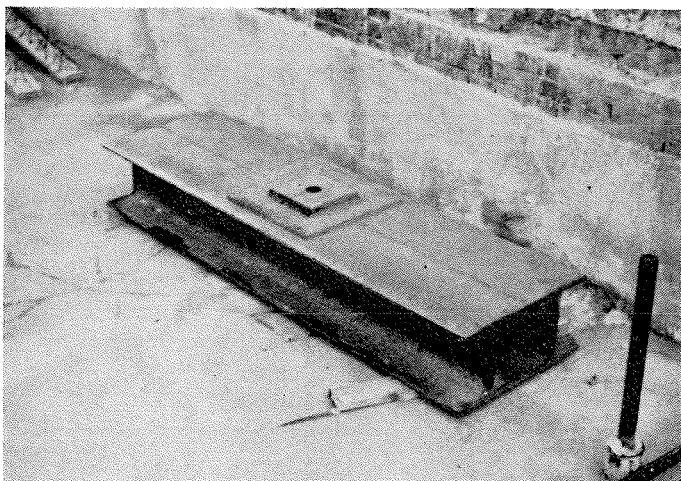


31

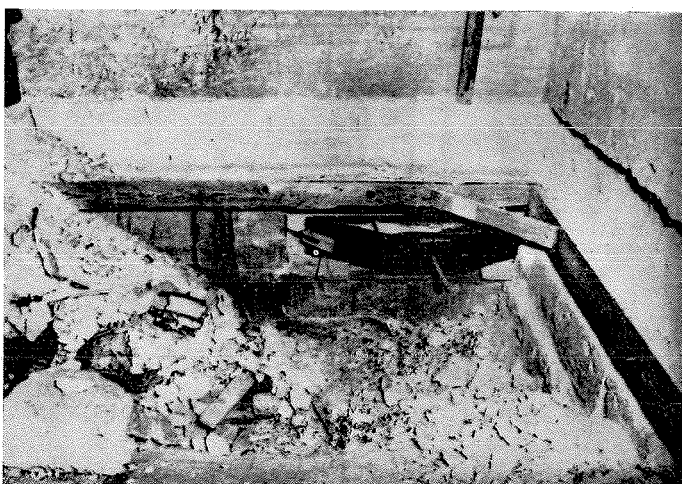
29-30-31 - Disposizione dei tiranti orizzontali, in ragione di uno per piano in tutti i muri interni ed esterni.

32 - Particolare dei tiranti verticali: nei fori di 116 mm di diametro sono stati introdotti tubi di ferro da 3 pollici.





33



34

33 - Piastre metalliche ripartitrici utilizzate per i tiranti verticali; 34 - La tesatura dei tiranti orizzontali; 35 - Il tiro dei cavi viene completato con iniezione di resina ed effettuato mediante questo particolare dispositivo.

sono stati spinti sei metri al di sotto del piano di sedime delle fondazioni, le quali — come risulta dai saggi eseguiti — sono realizzate con grossissimi conchi di tufo arenareo, attestati di punta per raggiungere una larghezza tale da offrire, rispetto allo spessore della sovrapposta muratura in elevazione, riseghe di circa 15 cm per lato;

2) introduzione, nei detti fori, di tubi di ferro da tre pollici, dotati di dodici valvole nel tratto di circa 6 metri che resta al di sotto del piano di posa delle fondazioni (fig. 32);

3) immissione di boiaccia di cemento, con rapporto ponderale acqua/legante = 1/1, nell'intercapedine a sezione anulare fra fori e tubi, per assicurare l'aderenza fra le rispettive pareti;

4) immissione, all'interno dei tubi, della stessa boiaccia, che, sotto la pressione di 30 atmosfere circa, ha formato — fuoriuscendo dalle 12 valvole distribuite nei tratti di 6,00 ml, immersi nel terreno — convenienti bulbi, atti ad assicurare il perfetto ancoraggio dei tubi al terreno medesimo;

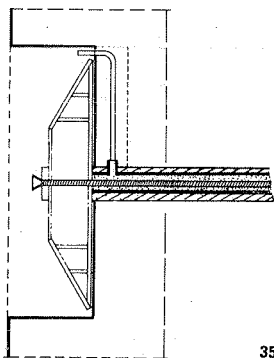
5) introduzione, nei tubi, di tondi di acciaio da 40 mm, giuntati con manicotti;

6) versamento, nelle intercapedini fra barre e tubi, di materiale fortemente adesivo ed espansivo sino a riempire le zone entro terra delle intercapedini medesime; il detto materiale, nel tempo massimo di 24 ore, assicura la perfetta solidarietà fra tubi e barre, nelle quali la tesatura può portarsi ad un massimo di 60 tonnellate;

7) collocazione, alla sommità delle zone interessate dalle descritte operazioni, di piastre metalliche ripartitrici (fig. 33) — aventi la superficie di appoggio di  $200 \times 30$  cm e l'altezza di 20 cm — dotate, ciascuna, d'un foro attraverso cui passa l'estremo filettato della barra d'acciaio, che viene posta sotto sforzo avvitando un dado.

Per quanto attiene ai tiranti orizzontali, la cui disposizione è già stata illustrata, dopo aver inserito tubi di acciaio da un pollice entro alloggiamenti cilindrici di 65 mm di diametro, preventivamente praticati nelle murature, si è provveduto alla consueta immissione di boiaccia nelle intercapedini anulari.

Trefoli di acciaio da 6/10 di pollice, passanti entro le guaine così formate, possono essere sottoposti allo sforzo massimo di 15 tonnellate; per la tesatura (fig. 34), gli estremi di ciascun trefolo restano serrati, mediante cunei metallici, entro appositi fori praticati in piastre metalliche, aventi lunghezze eguali agli spessori delle murature contro cui sono attestate, mentre per le relative larghezze ed altezze è mantenuta costante la misura di 20 cm.



35



Al tiro dei cavi si farà seguire una iniezione di resina (fig. 35), mediante un dispositivo assai semplice.

All'atto dell'ultimazione della posa in opera dei due ordini di tiranti, l'esaurimento delle somme disponibili ha imposto il temporaneo arresto dei lavori. Con la loro ripresa — che si prevede assai prossima — sarà provveduto al preventivo accertamento dei risultati delle bonifiche già eseguite e — se del caso — alle necessarie integrazioni, dopo di che, sulla base dei risultati tratti da tale accertamento e dallo studio degli stati di sollecitazione nell'organismo murario, tanto in sede statica, quanto in sede dinamica, sarà determinata la misura degli sforzi da imprimere — entro i limiti di cui ho fatto cenno — ai tiranti già predisposti.

Confido, quindi, che — in occasione del nostro prossimo incontro — agli odierni ragguagli sull'inquadratura generale del problema e sulla messa a punto degli elementi posti a base della sua soluzione potrò far seguire la comunicazione dei risultati delle verifiche particolari e globali, che consentiranno di trarre un giudizio sul grado di sicurezza conferito all'organismo murario dai descritti interventi.

Concludendo, stimo doveroso segnalare sia l'impegno e la diligenza con cui, in questa prima fase del lavoro, hanno collaborato il mio assistente Prof. Ing. Antonino Rizzo ed il titolare dell'Impresa appaltatrice dei lavori, Ing. Giuseppe Di Piazza, sia l'esperienza, la competenza e l'efficienza con cui la Soc. Rodio ed i suoi Tecnici hanno reso possibili i programmati lavori.

## Tradizione e nuove tecniche nella bonifica delle strutture

Comunicazione dell'Arch. Paolo Rocchi (\*)

### PREMESSA

Questa breve memoria si articola in due parti distinte: nella prima si presentano nuove idee e nuovi materiali a lato di procedimenti di uso comune, nell'ambito della difesa delle costruzioni dal degrado. La seconda parte illustra una tecnologia specifica nel campo del consolidamento di elementi in c.a. e c.a. precompresso.

### 1ª Parte - DIFESA DELLE COSTRUZIONI DAL DEGRADO

I danni più notevoli che si possono verificare nel tempo sugli edifici sono provocati da due cause: l'aggressione chimica e l'umidità.

Dato che nella gran parte dei casi l'aggressione chimica sulle costruzioni è veicolata dalla presenza d'acqua, si vede bene che l'umidità presente nelle costruzioni è direttamente o indirettamente il pericolo più rimarchevole per la buona conservazione dell'edificio.

Una delle cause più importanti nella voce dei costi passivi relativamente ai manufatti delle costruzioni civili per cause prolungate nel tempo è legata all'umidità nelle parti murarie come causa disgregatrice.

E' vero che sono necessarie grandi spese per rimozione e ripristino di larghi settori dell'opera muraria (e questo rimanda all'alta propagabilità dell'inconveniente, che ne costituisce una delle caratteristiche principali); ma sono soprattutto le situazioni in cui il danno è irreversibile quelle che costituiscono la voce più importante nelle perdite economiche-finanziarie e dalle quali ci si vuole cautelare.

A parte le primarie considerazioni economiche, vale la pena di esaminare sistematicamente le ragioni di controindicazione per la presenza dell'umidità nelle parti murarie. Naturalmente queste fanno riferimento alla conservazione dell'involucro e di quanto vi viene ospitato, persone o cose.

Quanto alle ragioni di controindicazione (dell'umidità nelle costruzioni) relative a soggetti ed oggetti alloggiati negli involucri edilizi, l'umidità è direttamente nociva all'uomo:

1) per il drastico decremento delle condizioni di benes-

sere istantaneo <sup>(1)</sup> e di salute fisica nel tempo (patologie da umidità alle vie respiratorie ed in funzione artritica <sup>(2)</sup>), nonché per la formazione di un milieu organico favorevole alla vita di organismi e di fauna, batterica e non, tutti fattori chiaramente incompatibili con la vita antropica <sup>(3)</sup>; vanno altresì considerate le peggiori condizioni ergonomiche relative all'attività lavorativa svolta in un ambiente con la presenza di umidità nel costruito, ed il relativo calo di produttività del lavoratore <sup>(4)</sup>.

Nel benessere dell'abitante può essere incluso anche il fattore estetico; nei confronti di quest'ultimo il danno materiale può essere relativamente ristretto, ma non così la rovina dell'ordine formale nel quale era stato costituito il manufatto quand'era nuovo; le sensazioni e gli effetti psicologici generati da un ambiente rovinato possono incidere anche in maniera rilevante. Questo fattore comunque viene più rigorosamente classificato nella parte riguardante l'involucro.

L'umidità nelle costruzioni interessa anche gli oggetti alloggiati negli involucri edilizi.

In effetti danni gravi possono essere arrecati:

2) pensando innanzitutto agli oggetti contenuti nell'alloggio in qualche modo sensibili a questo fattore: in particolare l'arredamento è passibile di subire un attacco rovinoso, anche se vanno senz'altro distinti preliminarmente gli elementi che normalmente si situano appesi alle pareti o comunque a contatto immediato (interfaccia) con le parti murarie interessate dai fenomeni di umidità.

Nell'ottica ergonomica dianzi citata possiamo richiamare subito che dove in genere c'è l'operatore c'è anche la macchina o l'attrezzo, e non è affatto raro trovare per queste due categorie di strumenti dei tipi suscettibili di nocimento con l'umidità.

E' banale richiamare infine il degrado che può venire ad ogni oggetto che sia suscettibile di danno con l'umidità e che si trovi accidentalmente a restare in un ambiente compromesso in questo senso.

3) Naturalmente le preoccupazioni maggiori vengono dall'involucro edilizio.

(1) Come contemplate ed esaurite dalla Fisica Tecnica.

(2) Come previste e trattate dall'Igiene.

(3) Secondo quanto avverte l'Igiene Edilizia.

(4) Analogamente ai luoghi disciplinari della Medicina del Lavoro e dell'Ergonomia.

(\*) Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Facoltà di Architettura - Università di Roma. Segretario generale dell'ASS.I.R.C.CO. - Associazione Italiana di Ristrutturazione e Consolidamento delle Costruzioni.

Le ragioni di controindicazione « dirette » sono:  
 — il degrado delle caratteristiche meccaniche e di stabilità dei materiali; qui è opportuna la distinzione fra strutture portanti, strutture portate, e finiture e rivestimenti o comunque quantità edilizie « adiacenti »;

— il degrado delle caratteristiche chimiche, geochimiche, biochimiche, sia in senso di stabilità, sia nel senso dell'aggressione.

Le ragioni di controindicazione « indirette » sono:

— l'influenza (peggiorativa) e/o il rapporto con l'aggressione chimica;

— l'influenza (peggiorativa) e/o il rapporto con l'ossidazione e la corrosione;

— l'influenza (peggiorativa) e/o il rapporto con la gelività;

— l'influenza (peggiorativa) e/o il rapporto con i ponti termici.

Inventare tutto un ragionamento di Tassonomia dell'Umidità nelle parti murarie può riuscire interessante per cercare di fare il punto su un particolare aspetto della Patologia delle Strutture e degli Edifici che è sempre stato discusso ma non è mai stato trattato sistematicamente.

Sembra che i criteri tassonomici possano fare riferimento essenzialmente a due categorie:

- 1) al rimedio;
- 2) alla eziologia patogena.

Quanto al primo inquadramento categorico, si potrebbe innanzitutto operare una classificazione basata sulla fase contestuale dell'intervento; si potrebbero così considerare:

a) gli interventi preventivi e, b) gli interventi di riparazione.

Sarebbe poi possibile basarsi sulla durata dell'effetto del rimedio e avere così: a) interventi di efficacia permanente, b) interventi di efficacia momentanea (distinguendosi i due casi di corretto approccio alla vera causa momentanea e di errato approccio ad una causa inopinatamente pertinace).

Naturalmente gli interventi di prevenzione o rimedio potrebbero essere considerati sotto il punto di vista della standardizzazione del procedimento: in questa ottica il procedimento di prevenzione o rimedio può essere: 1) generalizzabile (a plurimi impieghi) e/o industrializzabile; 2) irripetibile e/o artigianale.

Quando invece si passa al secondo inquadramento categorico, allora l'articolazione è più ricca.

Se ci si fonda sulla spazializzazione dell'origine bisogna conseguentemente distinguere: 1) l'umidità proveniente dal suolo; 2) l'umidità del macroclima; 3) l'umidità del microclima (all'interno di questa vanno distinte le cause in quanto direttamente provocate — o meno — dal tipo di attività umana che si svolge nello spazio dell'involucro edilizio); 4) le acque meteoriche; 5) acque a scroscio o « continue », accidentali (ricorrenti o meno) o permanenti (presenza statica o dinamica di uno specchio d'acqua).

Qualora ci si basi sulla causa motrice vanno distinte: 1) capillarità; 2) filtrazione e osmosi meccanica; 3) osmosi elettrostatica; 4) cause idrauliche (quota, velocità, pressione).

Volendo far riferimento alla ubicazione spaziale delle parti dell'organismo edilizio colpite dagli accumuli di umidità,

potrebbero distinguersi: 1) umidità nel tetto e superfici esterne; 2) umidità nell'interno e del microclima; 3) umidità nel suolo e sottosuolo e delle fondazioni.

Rispetto alla durata della causa dell'umidità si potrebbero distinguere i casi di: 1) causa (di umidità) « accidentale » (nel senso che c'è e non c'è); 2) causa (di umidità) « permanente »: in questa vanno poi considerati i 2 casi in cui l'umidità sia dovuta o meno alla particolare attività che si svolge nell'ambiente (tipo la condensa nello stadio coperto del nuoto a Monaco, progettato da Frei Otto, ovvero ambienti di lavori in cui operazioni e lavorazioni comportino l'impiego di acqua e calore). Questa distinzione è altresì riferibile all'effetto: l'umidità può essere accidentale (apparire o sparire) o permanente.

Rispetto alla ubicazione del punto di attacco dell'umidità, per classificare questo aspetto sarebbe possibile pensare ad una griglia o matrice logica così congegnata:

	Pori	Fessurazioni	Interspazi e sconnessioni
Orizzontamento copertura			
Orizzontamento generico			
Pavimento di base			
Ritti di contenimento terre			
Ritti ordinari			

Naturalmente questo comporta che l'origine dell'attacco sia molto ben localizzata. A questa matrice sarebbe poi interessante correlare l'altra dei rimedi.

Quando si va a considerare la ascissa temporale, si deve tenere conto delle due ipotesi che 1) l'umidità venga « fissata » durante la costruzione del manufatto (in impianto); 2) l'umidità venga imprigionata dopo la costruzione (in esercizio).

Quanto alla « forma » geometrica e cinematica dell'umidità va appurato se: 1) l'umidità è locale con filtrazione a corto raggio; 2) l'umidità è viaggiante con filtrazione diffusa ed a largo raggio.

Rilevante può essere l'aspetto del rischio igrico: qui vanno considerati tutti i gradi intermedi compresi fra due estremi.

Tali estremi riguardano:

a) un manufatto edilizio:

- facilmente attaccabile in parti anche vitali;
- in ambiente ad elevata aggressività e ad alta suscettività;
- prezioso nelle finiture e nei cicli artistici supportati;
- irripetibile, insostituibile;
- non parzializzabile;

b) un manufatto edilizio:

- difficilmente compromettibile;
- in ambiente asciutto e non suscettivo;
- di nessun particolare valore;
- facilmente restaurabile nelle sue parti.

Ci si riferisce ad una umidità nelle parti in muratura e nelle vecchie costruzioni.

In realtà è chiaro che quanto si dice in questa sezione è di validità facilmente estrapolabile per tutti i casi in cui l'umidità non costituisca un problema specifico (al limite tecnologico) del tipo dell'ossidazione perdurante continuata dei ferri nel cemento armato.

Si consideri ad esempio che l'umidità nelle costruzioni abbia cinque origini:

- 1) l'umidità del suolo, aspirata dalle forze capillari ed elettromotriche;
- 2) l'acqua di costruzione;
- 3) l'umidità del microclima;
- 4) l'umidità del macroclima;
- 5) l'acqua meteorica.

Fino a oggi, trovandosi di fronte al problema dell'individuazione precisa dell'origine dell'umidità, il tecnico non aveva a disposizione validi strumenti di indagine; si procedeva quindi per intuizione, pratica, tentativi.

Attualmente, presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma, si stanno approntando nuove tecniche che consentono il superamento di tale ostacolo, aprendo nuove prospettive nella diagnosi del degrado.

Il sistema di accertamento cui ci si riferisce, può essere così descritto sommariamente. Alla struttura da indagare, viene applicata una sorgente di neutroni prodotti artificialmente; il neutrone, in presenza di umidità rallenta la propria velocità e può farlo — unica particella elementare, a differenza dei protoni e degli elettroni —, senza essere catturato da altri atomi.

Esistono allora dei contatori sensibili ai soli neutroni rallentati (neutroni termici) che ne rilevano la presenza e la velocità segnalando quindi il grado di umidità del corpo esaminato.

## 1. UMIDITA' DEL SUOLO

Essa è sempre presente ma esistono mezzi e dispositivi atti a combatterla.

La prima preoccupazione per proteggersi contro l'acqua del suolo è di allontanare l'acqua dalle fondamenta; a tale scopo si possono usare vari sistemi. I sistemi più conosciuti sono:

- 1.1) Drenaggi.
- 1.2) Barriere.
- 1.3) Trattamenti idrofughi.
- 1.4) Rivestimenti.
- 1.5) Barriere impermeabili.
- 1.6) Trattamento elettromotico.

### 1.1. Drenaggi

Con dei tubi di drenaggio e pozzi perdenti che permettono di allontanare le acque filtranti attraverso il suolo.

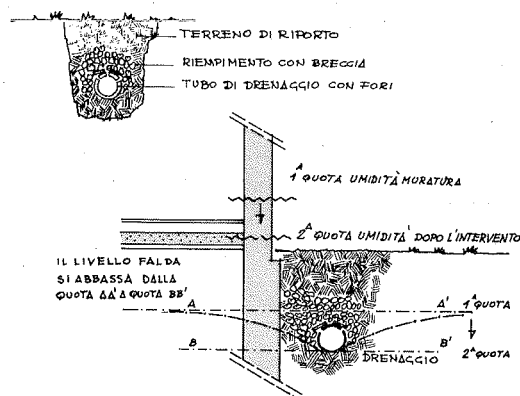


Fig. 1

### 1.2. Barriere non capillari

Dato che l'umidità del suolo penetra nelle pareti per capillarità tanto più forte quanto più sono fini i pori, conviene a volte porre tra le pareti ed il terreno un complesso a grossi pori: pietrame, calcestruzzo magro a grossa granulometria ecc. Tali sistemi sono in genere sufficienti ad interrompere il fenomeno di risalita.

### 1.3. Trattamenti idrofughi

Questi trattamenti hanno lo scopo di chiudere i pori dei materiali di fondazione. Gli idrofughi sono distribuibili in:

a) idrofughi di superficie che creano uno strato superficiale impermeabile;

b) idrofughi di massa che migliorano l'insieme del materiale. Gli idrofughi di massa principali sono cinque:

- i cloruri alcalini e alcalino-terrosi, che agiscono anche come acceleratori di presa;
- il solfato di alluminio;
- gli alluminati alcalini assai efficaci ed acceleratori di presa;
- i fluoro-silicati di zinco, magnesio e calcio;
- le emulsioni a base di bitume e lattice di gomma.

### 1.4. Rivestimenti

Questo tipo di provvedimenti viene impiegato nel caso che una parte del sottosuolo sia nella falda freatica. In tale caso occorre prevedere dei dispositivi differenti secondo gli sforzi ai quali rischia di essere sottoposto il rivestimento, vale a dire a seconda che il calcestruzzo sia o meno suscettibile di fessurarsi ovvero di essere aggredito dalle acque. Questo tipo di intervento è applicabile solo nel caso ottimale: nessun rischio di fessurazione e acque non aggressive. Si può prevedere un doppio involucro in c.a. con dosaggio e granulometria particolarmente curati in modo da avere un materiale impermeabile e a faccia esterna idrofuga.

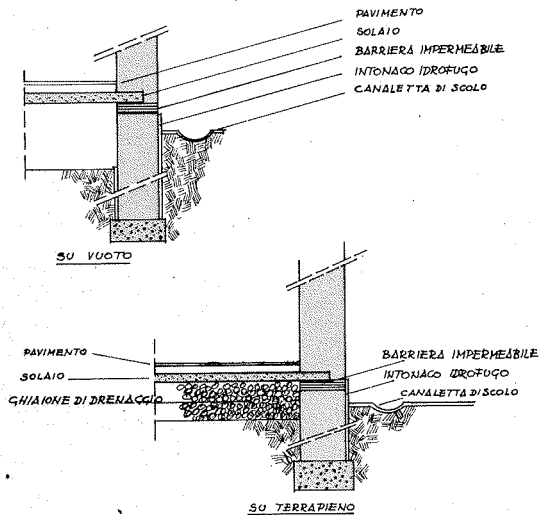


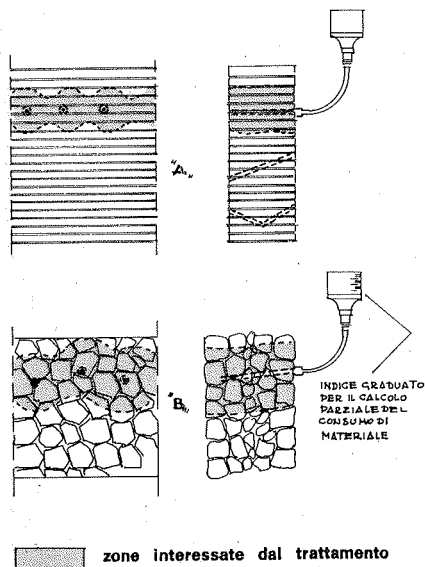
Fig. 2

### 1.5. Barriere impermeabili

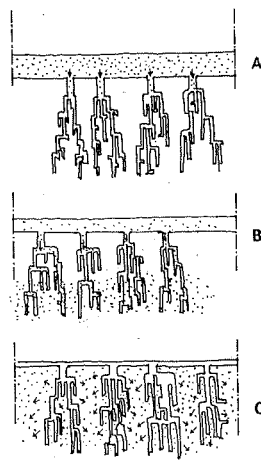
Si tratta di creare una barriera impermeabile lungo i muri per evitare la risalita dell'acqua per capillarità.

I materiali per « letti impermeabili » generalmente usati sono: ardesie, asfalto colato, feltri bitumati, piombo, emulsioni bituminose a base di bitume e gomma, fogli di polietilene.

Un trattamento economico per i muri in cui risulta difficile l'inserzione di un « letto impermeabile » è il sistema della infusione o iniezione di prodotti liquidi a base di lattice-silicone nello spessore dello stesso muro.



3 - Immissione del lattice silconico per gravità: A) Fori passanti eseguiti con trivella rotativa a recupero diretto del lattice; B) Fori ciechi ovvero stuccati con gesso e segatura a recupero indiretto del materiale.

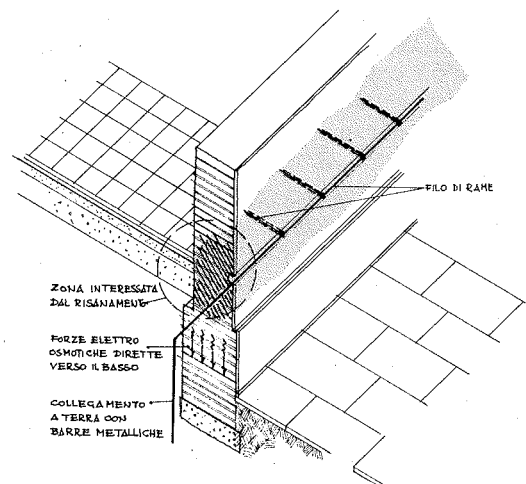


4 - Fasi di penetrazione del lattice silconico: A) Deposito del latte silconico sulla superficie; B) Penetrazione del lattice nei pori, con inizio di aggregazione delle particelle di gomma; C) Coagulazione della gomma sulle pareti interne dei canalicoli.

### 1.6. Trattamento elettrosmotico

Il trattamento elettrosmotico è certamente il migliore procedimento di eliminazione dell'umidità (« essiccazione »), e presenta il duplice vantaggio di poter essere messo in opera in un immobile terminato e di non provocare alcun difetto di funzionamento.

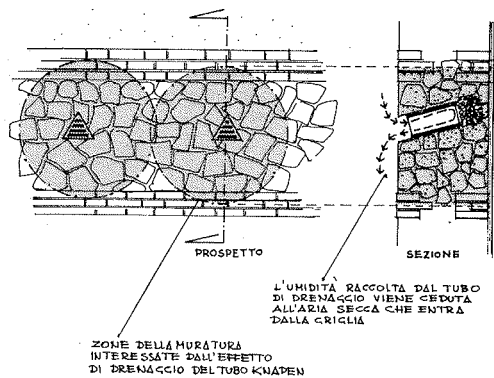
Il procedimento consiste nel piazzare orizzontalmente nei muri un conduttore di filo di rame, che, con opportune prese a terra, crea delle forze elettrosmotiche dirette verso il suolo e di verso contrario alle forze capillari che vengono così respinte.



5 - Si viene a creare una pila voltaica tra muratura, acqua e terreno. Il filo di rame e le barre di terra formano il circuito.

## 2. UMIDITA' DI COSTRUZIONE

L'acqua contenuta nella maggioranza dei materiali correnti di costruzione, viene, in genere, a sparire dopo circa un anno dall'edificazione, ma si può intervenire per ridurre od abolirne la presenza mediante processi di prosciugamento artificiali (procedimenti termici e drenaggi di evaporazione).



6 - Sistema di ventilazione-drenaggio all'interno delle murature. Procedimento Knapen.

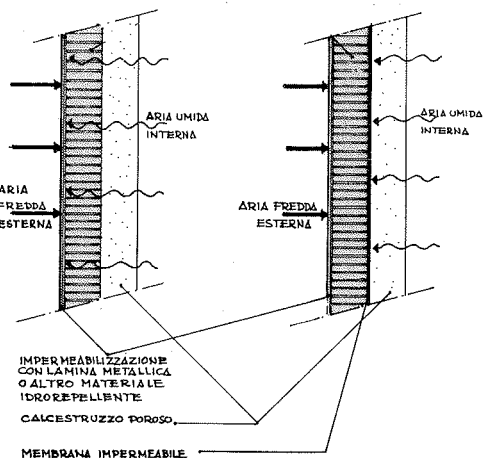
## 3. UMIDITA' DI ASSORBIMENTO E DI CONDENSAZIONE

Ogni edificio contiene sempre una certa quantità di umidità a causa dell'assorbimento delle pareti. Questo vapore tende a condensarsi ad una certa temperatura, ed è importante a tal fine evitare che questa condensazione arrivi a valori troppo elevati.

Condensazioni accidentali e leggere non sono in genere pericolose specialmente se esse possono essere assorbite dalla parete, e possono facilmente combattersi con un aumento della ventilazione; esse sono in genere dovute a sorgenti di umidità (es. cucine) situate all'interno del locale.

La temperatura e l'isolamento termico hanno un ruolo primario nel fenomeno della condensazione; in effetti il problema è primariamente termico, ed in mancanza di soluzioni congruenti in questo senso non è possibile essiccare gli ambienti.

Un caso grave di condensazione è quello che si produce nelle pareti con intercapedine d'aria. Per evitare che l'umidità si propaghi attraverso il muro dall'interno verso l'esterno occorre predisporre delle « barriere di vapore » cioè strati impermeabili piazzati in vicinanza delle facce interne del muro che arrestano la propagazione dell'umidità, ma a tale espediente si ricorre per casi speciali e, in particolare, per ambienti quali cucina e bagno, in cui i forti vapori che si formano tendono ad attraversare le pareti ed a condensarsi internamente ed inoltre nel caso che sia previsto uno strato di isolante termico, occorre evitare che esso sia attraversato da questi vapori che causerebbero un degradamento della capacità isolante dello stesso: da cui la necessità di disporre la « barriera di vapore » impermeabile a protezione del materiale isolante.



7 - Sezioni di muratura: A) Senza la protezione della membrana impermeabile il materiale isolante viene deteriorato dall'aria umida; B) Con la membrana impermeabile che impedisce il contatto diretto dell'aria umida con il materiale isolante.

Un'altra soluzione consiste nel ventilare i vuoti di aria, ma così facendo essi perdono grande parte del loro potere di isolamento termico.

Con la circolare n. 3151 del 22.5.1967 il Ministero dei LL.PP. ha emesso norme riguardanti la necessità di evitare la formazione del vapore acqueo sulla faccia interna delle pareti opache.

Ciò si ottiene imponendo, qualora gli edifici siano muniti d'impianti di riscaldamento atti a realizzare e mantenere una temperatura interna di 20°C, una temperatura superficiale della faccia interna della parete non inferiore a 14°C anche in corrispondenza della temperatura minima di progetto. Se l'umidità relativa interna non supera il 70% non si avranno fenomeni di condensazione: in queste condizioni infatti la temperatura di rugiada risulta sicuramente superiore ai 14°C stabiliti.

Naturalmente occorre sempre anche l'efficace ventilazione degli ambienti.

Ai fini di evitare formazioni di condensazione è pure di grande importanza la correzione dei « ponti termici ».

## 4. PROTEZIONE CONTRO LA PIOGGIA E L'ACQUA A SCROSCIO

E' molto raro che la penetrazione delle acque di pioggia prosegua fino alla faccia interna delle pareti. La evaporazione sulla faccia esterna è sufficientemente intensa per evitare un assorbimento di acqua troppo elevato.

Occorre che i materiali esposti alle intemperie resistano alla penetrazione della pioggia, ma tale resistenza deve essere valutata in funzione del clima. In linea generale si può dire che i calcestruzzi magri resistono meglio dei late-

rizi alla penetrazione della pioggia (salvo i calcestruzzi leggeri che hanno una minore resistenza).

In tutti i casi si deve fare molta attenzione ai giunti di malta che, per fessurazione o per distacco, lasciano penetrare facilmente la pioggia; le precauzioni da prendere sono tanto maggiori quanto più gli elementi giuntati sono di grandi dimensioni. In certi casi si preferisce ricorrere a dei giunti al bitume.

Il sistema di proteggere contro la pioggia le facce esterne con un intonaco il più impermeabile possibile (esempio: intonaco di cemento) è generalmente errato poiché è raro che questo non si fessuri per effetto del ritiro e tali fessure provocano profonde penetrazioni.

I sistemi tradizionali di protezione delle superfici esterne, sono abbastanza noti; si riportano qui per sommi capi anche perché oggetto di memoria specifica presentata in questa stessa sede da altri relatori:

- Impermeabilizzazione.
- Impregnazione.

#### *Impermeabilizzazione*

E' stato il primo sistema ad essere adottato come pellicola superficiale protettiva, realizzata a rullo, a pennellata o a spruzzo; presenta il difetto di affidare la bontà dell'esito ad una perfetta esecuzione meccanica dell'intervento, senza soluzioni di continuità e quello ancora più grande di non consentire la respirazione delle murature con conseguente stazionamento dell'umidità prodotta all'interno ed impedita a fuoriuscire verso l'esterno.

Tra i materiali usati abbastanza noti, le resine epossidiche sembrano trovare maggior impiego delle resine poliestere.

Si usano di preferenza additivate con resina di silicone che ne migliora le proprietà di penetrazione fornendo inoltre un supporto di aggancio in profondità per l'epossidico sovrastante.

#### *Impregnazione*

Questo procedimento, già descritto al punto 1.5, è di gran lunga più consigliabile del precedente poiché realizza la protezione della struttura, non in superficie bensì attraverso l'isolamento dei canalicoli interni del materiale per cui l'acqua non può essere assorbita per capillarità; al contempo, rimanendo aperti sia i pori che i suddetti canalicoli, si consente la respirazione delle murature con eliminazione del vapore acqueo eventualmente presente all'interno degli ambienti.

Attualmente è stato messo a punto un nuovo prodotto a base di resine epossidiche additivate che, oltre a consentire la traspirazione e ad essere bio protettivo, idrorepellente, visivamente impercettibile in opera, può essere applicato anche su superfici che non contengono silice.

E' possibile quindi impiegarlo su materiali naturali o artificiali da costruzione quali pietre, leganti, intonaci, conglomerati, laterizi etc.... Questa caratteristica risulta di grande utilità, nel restauro dei monumenti.

Per quanto attiene poi il restauro dei monumenti, è utile accennare ad un altro aspetto non meno importante del problema: la friabilità dei materiali degradati, da sottoporre a bonifica.

Questa caratteristica negativa, sconsigliava spesso l'intervento endogeno, orientando il consolidatore verso l'impiego di geometrie alternative resistenti.

E' di recente acquisizione un materiale a base di resina epossidica che penetrando uniformemente nell'elemento da bonificare (fino a 5 cm) lo amalgama in profondità migliorandone sensibilmente le caratteristiche chimico-fisiche:

Questo prodotto, definibile di preconsolidamento, eleva la soglia di fattibilità restaurativa su strutture ammalorate.

#### **2ª Parte - INTERVENTI DI RESTAURO DI OPERE IN C.A. ED IN CAVI DI PRECOMPRESSIONE MEDIANTE INIEZIONI DI RESINE EPOSSIDICHE IN DEPRESSIONE**

Alcuni materiali usati per opere di protezione, vengono altresì applicati con diverse tecnologie al consolidamento strutturale; è il caso delle resine epossidiche che iniettate in elementi in c.a. lesionati, ormai sono entrate nelle pratiche correnti delle riparazioni: le modalità di tale intervento possono schematicamente sintetizzarsi come segue:

— Individuazione delle lesioni o difetti del getto (generalmente si tratta di fessure il cui spessore può variare da poche decine di micron a qualche centimetro).

— Sigillatura mediante stucco o malta di epossidico, dello sviluppo superficiale della lesione.

— Inserimento nello sviluppo della lesione di tubi di iniezione opportunamente distanziati secondo le circostanze (40 ÷ 80 cm), verificate mediante predilavamenti necessari per eliminare polvere e residui interstiziali e facilitare la successiva penetrazione del materiale iniettato. Tale operazione rivela lo stato di permeabilità del materiale e consente la determinazione dell'interasse di iniezione.

— Iniezione in pressione di resina epossidica procedendo successivamente da un iniettore all'altro per assicurare il completo riempimento della cavità in questione.

Questa tecnica di iniezione in pressione, che peraltro fornisce ottimi risultati, presenta in alcuni casi degli svantaggi e delle limitazioni di impiego e precisamente:

— difficoltà di individuare esattamente lo sviluppo della lesione sia per il suo esiguo spessore, sia perché difficilmente accessibile;

— difficoltà, in parte legata ai motivi su esposti, di garantire la perfetta tenuta della sigillatura;

— difficoltà di ottenere la penetrazione della resina in zone bloccate da sacche d'aria;

— relativa lentezza dell'operazione dovuta sia alla bassa velocità della resina iniettata (ca. 1 m/minuto come massimo per grandi fessure) sia al continuo cambiamento del punto di iniezione;

— possibilità di sfondamenti dovuti alla pressione nelle iniezioni di lesioni con piano di sviluppo superficiale e parallelo alla faccia esterna dell'elemento;

— impossibilità di conoscere a priori il volume della cavità da iniettare.

I succitati inconvenienti non assumono, nei normali interventi di riparazione, importanza tale da inficiare l'efficacia e la semplicità dell'intervento; in altri casi invece tali problemi rappresentano un serio ostacolo, come per esempio le fessure profonde o le iniezioni in guaine di precompressione.

Ove sia necessario garantire la penetrazione della resina all'interno di un elemento lesionato in profondità e con sviluppo abbastanza ampio della fessura ci si trova in difficoltà con il metodo a pressione per la tendenza evidente del fluido a seguire la via di minor resistenza che lo farebbe andare da un iniettore all'altro, riempiendo delle zone sempre molto esterne della fessura.

Inoltre i restringimenti delle fessure e le sacche d'aria impediscono tale penetrazione.

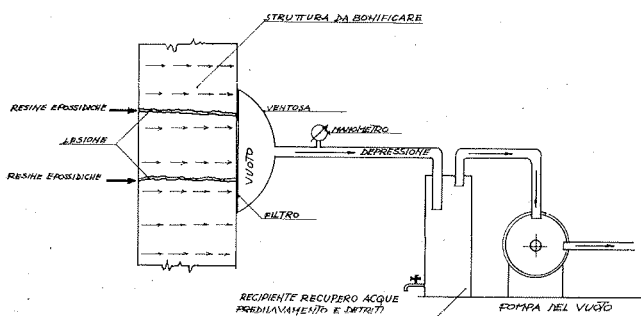


Fig. 8

Si è potuto accertare la reale capacità di penetrazione colorando la resina di iniezione in rosso, ed effettuando delle carotature di controllo.

Un'applicazione che ha richiesto la pratica utilizzazione di queste tecniche di iniezione, è stata già effettuata per il restauro dei pilastri che reggono gli uffici della Soc. Snaidero di Majano del Friuli che sono stati lesionati dal terremoto ed è stata eseguita dalla Soc. M.P.M. di Milano.

I pilastri che hanno l'eccezionale diametro di m 1,50 sono stati interessati da fessure che li hanno tagliati completamente, ed è evidente l'importanza di poter ottenere la penetrazione completa della resina che garantisca la completa saldatura.

Nel caso di iniezioni in guaine di cavi di precompressione in travi di viadotti autostradali, la complessità delle operazioni preparatorie è tale da rendere particolarmente lungo e oneroso l'intervento stesso.

Per ovviare gli inconvenienti citati è stata messa a punto una tecnica di iniezione in depressione che consiste essenzialmente nel creare nella cavità da iniettare, una profonda depressione (fino a 20 mm Hg) e lasciare poi che la resina da iniettare penetri per effetto della pressione esterna anche in zone interne con vacillature sottili.

## 1. INIEZIONI DI RESINA EPOSSIDICA IN GUAINA DI CAVI DI PRECOMPRESSIONE

Lo spunto per l'ideazione della tecnica di iniezione in decompressione è nato inizialmente dalla necessità di riiniettare un legante nelle guaine di membrature precomprese sia per colmare i vuoti lasciati da una imperfetta iniezione di boiaccia effettuata subito dopo la tesatura dei cavi, sia per sostituire la boiaccia che risultasse dilavata o sgretolata da agenti corrosivi.

In presenza di forte umidità, la vita media di una guaina metallica è valutata intorno ai 3 ÷ 4 anni; quando questa è ormai gravemente corrosa, la boiaccia in essa contenuta « sopravvive » al massimo 6 mesi prima di prendere consistenza e quindi potere legante ed il cavo di precompressione si trova di conseguenza esposto all'attacco degli agenti corrosivi.

Macchie ed efflorescenze denunciano all'esterno della trave gli avvenuti danneggiamenti delle guaine, dovute a sacche d'acqua sia preesistenti, sia conseguenti al meccanismo di danneggiamento indicato.

In tal caso è indispensabile l'iniezione di resina epossidica che, avvolgendo perfettamente il cavo, lo preserva dalla corrosione e ripristina la perfetta aderenza col calcestruzzo circostante.

— Per poter eseguire l'iniezione in pressione secondo la metodologia sinora utilizzata si rendevano necessarie queste operazioni:

- individuare il tracciato dei cavi;
- praticare delle aperture di saggio lungo il tracciato a distanza di 2-4 m l'una dall'altra;
- individuate le cavità nella guaina, assicurarsi che fossero comunicanti con un'apertura vicina, in modo da evitare, iniettando in pressione, di conservare la sacca d'aria (anche se ridotta in volume per effetto della pressione);
- nel caso non esistesse comunicazione, crearla aprendo a tentativi nuove finestrelle.

Le operazioni descritte, da eseguirsi sotto l'impalcato del ponte in esame, sono comunque indispensabili sia per accertarsi dell'entità del danno (che a volte può essere talmente esigua da risultare sproporzionata rispetto all'impegno dell'accertamento), sia come preparazione dell'iniezione vera e propria. Quando finalmente questa avviene possono verificarsi i seguenti inconvenienti:

— Fuoriuscita di resina da lesioni che non era stato possibile individuare e stuccare. In tal caso si interrompe l'iniezione e la si riprende il giorno dopo da un'altra apertura appositamente praticata.

— Ostruzione della guaina da parte di detriti trascinati dalla resina in movimento.

— Spreco di resina se la cavità è più piccola del previsto o, viceversa, possibilità di rimanerne sprovvisti se la cavità è più estesa del previsto.

Per eseguire l'iniezione in depressione il numero e l'entità delle operazioni preparatorie è limitatissimo; infatti:

— I danni alla boiaccia di cemento iniettata nelle guaine, o le sacche d'aria dovute a difetti di iniezione sono più frequentemente localizzate nei tratti prossimi alle testate e segnatamente per i cavi ancorati in soletta; è quindi pos-



sibile accedervi dal piano stradale e utilizzare gli iniettori che già erano serviti per la boiaccia.

— Non è necessario aprire aperture ausiliarie poiché la resina entra dalla stessa parte da cui è uscita l'aria.

— Se la cavità in cui creare la depressione non è stagna, la si può facilmente rendere tale per semplice applicazione di fogli di neoprene o, nel caso di piccole lesioni, con nastro adesivo. Una sigillatura completa della trave può essere ottenuta con un rivestimento elastomerico ad alto spessore.

I vantaggi del metodo in depressione rispetto a quello in pressione sono particolarmente evidenti all'atto dell'esecuzione dell'iniezione stessa:

— elevata velocità di penetrazione della resina;

— contrariamente alle iniezioni in pressione, la resina può percorrere tratti piuttosto lunghi (anche 5 ÷ 6 m) e non creare sacche d'aria;

— possibilità di valutare a priori la quantità di resina da impiegare;

— minimo trasporto di detriti;

— possibilità di effettuare l'iniezione anche in tratti dove lo spessore del calcestruzzo è piccolo o questo risulta danneggiato;

— se vi è acqua nella cavità, avendo peso specifico inferiore a quello della resina tende a venire in superficie e, se l'iniettore è in posizione elevata può essere facilmente rimossa;

— possibilità di compensare il rendimento di vuoto della pompa graduando opportunamente la lunghezza degli iniettori.

\* \* \*

L'esposto della prima parte è parzialmente desunto da: « Danni causati dall'umidità negli edifici storici » dello stesso autore della presente memoria, in collaborazione con gli Arch. Stefano Bajetti e Vittorio Massari.

#### BIBLIOGRAFIA

CARON, C.: « Injections spéciales: réparation, consolidation, étanchéité ». Supplement aux Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Settembre 1969.

HUST, H.: « Some further developments in the use of latex silicate compositions for damp - Proofing masonry ». London - The national rubber producers research.

HUST, H.: « Pressure grouting damp masonry by the injection of latex-silicate compositions » - 1968.

STUMES, P.: « The application of epoxy resins for the restoration of historic structures » - 1971.

ROCCHI, P.: « L'impiego delle resine epossidiche nella bonifica delle strutture » - Roma, 1976.