

Giornata aicap - Roma, Aula del Sinodo, 24 maggio 1979

EVOLUZIONE DEI CODICI SULLA CONCEZIONE, CALCOLO ED ESECUZIONE DELLE OPERE IN C.A. E C.A.P.

Introduzione al tema <i>C. Cestelli Guidi</i>	3
Il problema del controllo della sicurezza nella evoluzione del codici <i>A. Giuffrè</i>	7
Metodi di misura della sicurezza: stati limite ultimi <i>E.F. Radogna</i>	14
Materiali: Il conglomerato <i>R. Calzona</i>	23
Metodi di misura della sicurezza: stati limite di esercizio <i>M.A. Chiorino</i>	32
Acciaio da cemento armato e da cemento armato precompresso <i>L. Sanpaolesi</i>	42
Criteri esecutivi e controlli <i>A. Migliacci</i>	46
<i>Assemblea dei Soci aicap</i>	56

Introduzione al tema

Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi

In apertura dei lavori di questa Giornata dedicata alla evoluzione della normativa sul cemento armato e sul c.a.p. mi soffermerò brevemente, in rispetto del tempo concesso mi su un ricordo dei primi tentativi di normalizzazione dei procedimenti di calcolo e metodi esecutivi delle strutture in c.a.

In realtà, le prime indicazioni su come procedere nel dimensionamento delle strutture le troviamo nella letteratura tecnica apparsa nel periodo a cavallo dei due secoli, soprattutto in quella francese e tedesca, dove appaiono tentativi di ordinare procedimenti di calcolo di strutture in conglomerato armate con barre di acciaio. Sono così i pionieri del c.a. a trattare per primi l'argomento del calcolo e della esecuzione, ripresi poi da studiosi che li svilupparono e resero più aderenti alla realtà attraverso l'interpretazione delle sperimentazioni di laboratorio.

Ma si deve giungere al 1904 per trovare le prime norme ufficiali sul c.a. apparse in Germania, cui fecero seguito quelle Francesi del 1906 e quelle Italiane del 1907; quest'ultime redatte da una Commissione del Ministero dei LL.PP. presieduta da Camillo Guidi, la quale Commissione si avvale di una bozza elaborata dalla A.I.S.M. nel 1903, sempre sotto la presidenza di C. Guidi e con l'intervento dell'Associazione Ingegneri di Torino.

Con queste norme viene ufficialmente riconosciuta la validità del coefficiente di omogeneizzazione «n» con il quale si era riusciti a valutare la collaborazione conglomerato-acciaio: due materiali di caratteristiche meccaniche tanto diverse ma che si integravano per fornire strutture

di tale pregio che riuscirono a imporsi in un'epoca dominata, per opere di un certo rilievo, dalle strutture metalliche. All'insegna del benemerito coefficiente «n» il nostro secolo ha visto infatti sorgere opere di straordinario impegno statico — ed anche di forma — con l'affermazione di una nuova architettura strutturale.

Basti ricordare alcuni Grandi che vanno considerati artefici di un vero rinascimento delle strutture: Hennebique, Freyssinet, Maillart, Finsterwalder e, certo non ultimo, il nostro Nervi.

Sempre sulla base del coefficiente «n», pilastro del metodo delle «tensioni ammissibili», nascevano normative in tutti i paesi, normative che subivano numerosi successivi aggiornamenti, richiesti mano a mano che si ampliavano le conoscenze scaturite dalle esperienze di cantiere e di laboratorio ma soprattutto dal progresso tecnologico della produzione dei due materiali base: cemento e acciaio.

Si avevano così diverse edizioni delle DIN tedesche, delle B.A. francesi, delle E.H. spagnole, delle B.S. inglesi, delle S.I.A. svizzere, delle norme sovietiche e, negli Stati Uniti, delle A.C.I., alle quali si sono appoggiati quasi tutti i paesi del terzo mondo. Solo in Italia la normativa sul c.a. restava bloccata al decreto 1939, anche se alcuni decreti parziali e norme emanate dal C.N.R. cercarono un aggiornamento secondo l'evoluzione della tecnologia del c.a.

Più semplice è stato l'iter per il c.a.p. Per esso raccomandazioni, più che norme, ne guidarono lo sviluppo a partire dalla sua affermazione, nel dopoguerra.

Le normative sul c.a. dei diversi Paesi però, pur avendo la stessa origine, si diversificavano sensibilmente fra loro, soprattutto per quanto riguardava i criteri di sicurezza, così che si ottenevano dimensionamenti diversi adottando l'una o l'altra.

Stiller pubblicò un grafico di confronto che poneva in evidenza tali differenze. Risultava ad esempio che, a parità di tutti i dati di ingresso, il momento resistente di una sezione rettangolare inflessa verificata con la normativa spagnola risultava doppio di quello ottenuto con quella italiana.

La sicurezza appariva quindi stranamente legata ad usi e consuetudini locali anziché a criteri strettamente tecnico-economici.

Il disagio di tale situazione si è fatto sempre più sentire con i frequenti incontri fra professionisti e costruttori dei vari paesi, incontri che ebbero luogo dopo la seconda guerra mondiale, tanto da far sentire la necessità di una unificazione, che doveva essere raggiunta superando esigenze, abitudini, affezioni locali.

Numerosi operatori del c.a. cercarono quindi di risolvere il problema di una unificazione, almeno nell'ambito europeo, attraverso la stampa tecnica e convegni internazionali.

Fra i vari tentativi degli anni cinquanta l'attenzione dei tecnici venne attirata dal C.E.B. (allora denominato Comité Européen du Béton), formatosi nel 1953 a Parigi per iniziativa dell'industriale M. Balency-Béarn che, con il validissimo aiuto di Y. Saillard, cercava di riunire costruttori, progettisti e studiosi in un comitato di studio aperto anzitutto ai francesi ma anche a rappresentanti di altri paesi, con lo scopo di:

- 1) coordinare la ricerca nel settore del c.a.;
- 2) analizzare ed unificare le regole di calcolo e di esecuzione;
- 3) pervenire, per stadi successivi, alla elaborazione di raccomandazioni che potessero servire ad indirizzare le normative dei diversi paesi su un unico binario.

Questa iniziativa raccolse il massimo consenso ed ebbe seguito in numerosi incontri nel corso dei quali le varie teorie del calcolo del c.a. venivano confrontate e discusse trovando una discreta disponibilità di ognuno ad accettare le opinioni altrui.

Dopo alcuni anni di proficuo lavoro si incominciò a vederne i primi risultati.

Nel 1956, a Madrid, si perveniva ad un accordo sul « concetto semiprobabilistico » della sicurezza e sulle ipotesi di calcolo a rottura; a Roma, nel 1957, decollò la teoria della fessurazione.

Nel corso delle suddette riunioni le discussioni erano violente ed appassionante e si deve all'abile diplomazia di Franco Levi, chiamato nel 1957 alla presidenza del C.E.B., il raggiungimento di soluzioni di compromesso sui diversi argomenti affrontati.

Nel 1962 venne presentata in Lussemburgo la prima edizione delle Raccomandazioni sul c.a. Si trattava in effetti non solo di un coordinamento di procedimenti noti bensì

si indicava una nuova via che perveniva al dimensionamento strutturale all'insegna del metodo degli stati limite.

Successivamente, essendo apparsa la opportunità che il C.E.B. trattasse anche il c.a.p., in occasione del congresso della F.I.P. tenuto a Roma ed a Napoli nello stesso anno '62, venne creato un Comitato Misto F.I.P.-C.E.B. per iniziativa del presidente della F.I.P. Yves Guyon e del presidente del C.E.B. Franco Levi, con l'incarico di elaborare delle raccomandazioni che riguardassero ambedue le tecnologie. Ne venne affidata la direzione a C. Cestelli Guidi ed il coordinamento tecnico a Y. Saillard.

Ebbero quindi luogo numerose riunioni del Comitato misto, di cui molte in Italia, e già quattro anni dopo, nel 1966, veniva elaborato un progetto di raccomandazioni che in seguito, perfezionato ed ordinato da N. Esquillan, veniva presentato a Praga in occasione del congresso della F.I.P. del 1970, dopo di che il Comitato misto F.I.P.-C.E.B. venne sciolto e restarono le Commissioni C.E.B.

Ritengo importante rilevare che in tale edizione delle raccomandazioni figuravano quattro classi di verifica di cui le due estreme riguardavano la precompressione integrale ed il c.a. semplice mentre le due classi intermedie consideravano la precompressione parziale, opportunamente dosata a seconda della esigenza dell'opera e per diverse condizioni di esercizio della struttura.

* * *

Successivamente il C.E.B., perso il carattere — diciamo impropriamente — « familiare » che aveva avuto fino a quel momento, è entrato in contatto con altre Associazioni internazionali, operando su un più vasto sistema.

Vennero emanate nuove edizioni delle Raccomandazioni di cui l'ultima è stata presentata al Congresso della F.I.P. di Londra lo scorso anno.

Duole rilevare che in quest'ultima edizione non si è più parlato delle classi di verifica benché se ne ritrovino i concetti a proposito della fessurazione ove sono fornite tabelle basate su esigenze funzionali della struttura. Le classi di verifica avevano l'importante compito di inquadrare schemi di precompressione parziale aprendo la porta ad applicazioni di grande interesse tecnico ed economico. In particolare esse si presentano vantaggiose per le costruzioni in zone sismiche essendo possibile con la precompressione parziale, e quindi con aggiunta di armatura non pretesa, conferire maggiore duttilità strutturale, dissipando così la diffidenza che hanno gli studiosi di sismica verso la precompressione.

L'edizione del 1978 delle Raccomandazioni fornisce la veste definitiva del metodo semi-probabilistico degli stati limite consistente nel dimensionare la struttura mediante gli stati limite ultimi, ossia quelli di collasso della sezione, e nel verificare il suo comportamento mediante gli stati limite di esercizio.

Di essi parleranno oggi in dettaglio i miei Colleghi e quindi non entro nel merito, limitandomi qui a ricordare che il metodo venne subito accolto nella normativa italiana che già lo ha segnalato nella edizione attuale, mentre

solo in quella di prossima emanazione verranno forniti gli strumenti per farne un corretto uso.

* * *

Nel chiudere questa introduzione mi sia concesso di esporre una mia personale visione sul metodo degli stati limite, che è poi risposta ad una domanda che mi è stata rivolta molto frequentemente in questi ultimi tempi: quali i vantaggi di progettare con il metodo degli S.L. rispetto al metodo delle T.A.?

Va anzitutto premesso che il metodo, derivando da una approfondita analisi del comportamento statico della struttura, costituisce un indiscusso segno del progresso delle conoscenze teorico-sperimentali della risposta della struttura stessa ai diversi stati di sollecitazione, e ciò indipendentemente da ogni critica che si possa muovere all'utilità dell'applicazione del metodo.

La verifica della sicurezza attraverso gli stati limite ultimi e la verifica della agibilità e durevolezza attraverso gli stati limite di esercizio, forniscono un quadro completo di una ragionata analisi strutturale.

Il progettista viene invitato ad inquadrare i relativi problemi con mentalità probabilistica anche se esigenze pratiche gli consentono solo l'uso del metodo semi-probabilistico del livello 1, pur confortato dal contributo del livello 2.

Ma per rispondere alla domanda sopra posta occorre confrontare ciò che è stato fatto fino ad oggi, seguendo il metodo delle tensioni ammissibili, con le prospettive del nuovo metodo.

Procedendo per gradi, ed esaminando dapprima l'aspetto economico, non sembra che nelle strutture inflesse si debba conseguire un risparmio di acciaio, naturalmente a meno di ridurre la sicurezza, mentre per il taglio si aprono alcune possibilità.

Riduzioni delle sezioni di conglomerato sono invece sensibili, ma esse portano ad una fragilità strutturale pericolosa che è remota soprattutto per la prefabbricazione, ove si cerca di ridurre al massimo i pesi.

Un confronto di alcuni aspetti dei due metodi evidenzia peraltro come lo stato limite ultimo porti ad una reale valutazione della collaborazione acciaio-conglomerato nei pressi del collasso, quale ad esempio quello del contributo dell'armatura in compressione della sezione pressoinflessa, che in parte sfugge al metodo delle T.A.

Circa l'aspetto, poi, della sicurezza debbo dire che l'esperienza professionale fa riflettere sul fatto che i gravi dissesti verificatisi di opere in c.a. non sono stati mai da attribuire a carenza della normativa delle T.A. adottata finora, mentre alcuni, lievi, avrebbero potuto essere evitati da verifiche delle condizioni di esercizio.

I gravi dissesti sono sempre dovuti a gravi errori progettuali, generalmente a mancanza di un'analisi tridimensionale ovvero, ancor più frequentemente, derivano da difetti di esecuzione. Sono errori che Rüsçh ha definito: « Le grandi negligenze ». Esse sfuggono al controllo dei vari coefficienti di sicurezza.

La preoccupazione della fragilità strutturale ha fatto sì che la normativa italiana nella sua prossima edizione adatterà i dati del C.E.B. in modo da portare ad un aumento della duttilità strutturale avvicinando praticamente i risultati del calcolo a quelli del metodo delle T.A. ma già così traspare che uno degli intenti, quello cioè di portare i vari paesi ad avere un'unica misura del dimensionamento, viene a mancare.

Fatte tali osservazioni, nel tentativo di una realistica valutazione dei due metodi deve riconoscersi al metodo degli S.L. il gran merito di una maggior cura delle condizioni di esercizio attraverso la verifica dei relativi stati limite e quindi di garantire meglio la durabilità delle strutture, benché si potrebbe obiettare che verifiche delle condizioni di esercizio possono, ed anzi debbono, effettuarsi anche progettando con il metodo delle T.A.

Da alcuni è stato osservato che le verifiche di esercizio portando ad un sovradimensionamento — soprattutto per quanto riguarda la fessurazione — implicano un aumento di costo della struttura. Ciò è errato poiché, se si capitalizza il rischio di dissesti, e quindi il costo di interventi, si trova in definitiva una economia.

Un aspetto particolarmente affascinante del metodo degli S.L. è la possibilità di calcolare una struttura staticamente indeterminata con ricorso allo stato limite ultimo globale, perché in definitiva quello ultimo della sezione risulta di chiaro significato solo per una struttura staticamente determinata. C'è da augurarsi che esso possa essere messo a punto in modo da poter valutare meno empiricamente che al presente la redistribuzione delle sollecitazioni in una struttura che si avvia al collasso.

E' un traguardo che interessa particolarmente la progettazione in zone sismiche ove la duttilità si consegue con una progettazione basata sull'analisi dello stato ultimo globale ed ove l'apparizione successiva delle zone plastiche viene regolata in modo da conseguire sotto lo scuotimento sismico elevati spostamenti al collasso, rispetto a quelli elastici.

A conclusione di questa mia introduzione — che può apparire molto vaga — ai lavori della Giornata A.I.C.A.P., ritengo doveroso esprimere più chiaramente la mia opinione sull'uso del metodo degli S.L. per la progettazione delle opere in c.a.p., opinione che non è solo mia personale ma raccoglie i criteri — e direi anche i voti — che sono già emersi da recenti incontri tra professionisti e, in parte, anche da articoli apparsi sulla stampa tecnica.

Auspico anzitutto che il metodo degli S.L. venga usato solo da chi ne abbia ben assimilato lo spirito e lo conosca nella sua interezza, anche nelle origini delle sue teorie. E del resto ritengo ben difficile che nella sua attuale stesura il metodo possa venire usato, senza incontrare gravi difficoltà, da chi vi si accosti, data la complessità e — diciamo pure — i vari riferimenti non sempre chiaramente congruenti fra le diverse parti.

Purtroppo il Decreto Legge verrà pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale senza che sia stata effettuata una verifica sistematica, con applicazioni ai diversi casi di sollecitazione, della validità della edizione italiana del metodo degli S.L.

In considerazione di quanto detto, vedo favorevolmente la progettazione delle opere in c.a. ancora con il metodo delle T.A., che assicura la linearità in fase di esercizio, pur facendo ricorso, per alcuni casi, al metodo degli S.L., al quale va riconosciuto il grande merito di interpretare più realisticamente gli effetti di alcune sollecitazioni. La verifica dello S.L. ultimo può infatti servire per approfondire alcuni aspetti del comportamento strutturale ove il metodo delle T.A. è incapace di misurare la reale sicurezza.

Le verifiche degli stati limite di esercizio contribuiscono poi indubbiamente a garantire la durabilità delle opere ed inoltre a conseguire una migliore disposizione delle armature, come avviene ad esempio per le sollecitazioni taglianti.

Tale criterio, del resto, di utilizzare ambedue i metodi si legge anche fra le righe della nuova normativa italiana che prevede la possibilità di usarli nel progetto di una stessa opera.

Se dovesse essere accolto il criterio di far uso del metodo degli S.L. come procedimento di integrazione del metodo delle T.A. evidentemente quest'ultimo andrebbe riorganizzato togliendone alcuni vincoli così da consentire l'inserimento in esso dei principi del metodo degli S.L.

L'idea di una accorta fusione dei due metodi in un futuro affinamento della normativa sul c.a. e c.a.p., in modo da pervenire ad un unico metodo di progettazione, in vista anche di un Eurocodice, è, a mio avviso, tutt'altro che da scartarsi.

Il problema del controllo della sicurezza nella evoluzione dei codici

Relazione del Prof. Ing. Antonino Gluffrè (*)

PREMESSA

Lo scopo principale delle normative tecniche è sempre stato quello di esercitare un controllo sul processo di realizzazione delle costruzioni in modo da garantire un certo grado di sicurezza.

Si possono evidenziare quindi due grossi problemi alla base di un complesso di norme tecniche:

a) quale sicurezza è opportuno pretendere che venga conseguita?

b) quali elementi, nel processo della nascita di una nuova costruzione, è utile controllare con precise regole?

Il primo problema è certamente il più delicato per le connessioni che presenta con i più svariati aspetti della vita sociale: da quelli economici (quanto costa ottenere una maggiore sicurezza? e quanto frutta l'averla conseguita?) a quelli più drammaticamente umani (quanta sicurezza è necessario conseguire per evitare danni alle persone?).

Il secondo è un problema di natura tecnica: esso coinvolge l'intera strategia del costruire (in quale fase, dal progetto alla costruzione e all'uso di essa, si prendono le decisioni che più influenzano la sicurezza dell'opera?) così come i dettagli della costruzione ed i criteri dell'analisi.

Questa doppia problematica è stata sempre presente nella compilazione delle normative tecniche, anche se non esplicitamente formulata. Ogni articolo delle norme comporta infatti la individuazione di un elemento che ha influenza sulla sicurezza e implicitamente formula, attraverso la prescrizione che esso impone, una scelta sulla sicurezza che si vuole conseguire.

Tuttavia la obiettiva difficoltà del definire e quantificare, e poi valutare, la sicurezza che si desidera dalle strutture ha fatto sì che le norme si riducano di solito ad una raccolta di prescrizioni tecniche particolari, formulate in funzione di problemi particolari raccolti tra i più frequenti della pratica tecnica quotidiana.

Su questa strada l'evoluzione della normativa tecnica sembra debba consistere in un continuo ampliamento della casistica contemplata, ed in un continuo, ma sempre in

ritardo, adattamento delle prescrizioni alle nuove tecnologie.

È evidente come questo sia il pericolo più grave per un complesso di norme tecniche, e per la loro efficacia in termini di sicurezza. I progettisti, vincolati da prescrizioni troppo dettagliate, perdono di vista la funzione di guida che queste intendono rappresentare e trascurano di sviluppare la propria personale sensibilità nei confronti del conseguimento della sicurezza. Le nuove tecnologie, non ancora contemplate nelle norme, si sviluppano senza alcun controllo.

Gli studi sulla sicurezza delle costruzioni, che da alcuni anni vengono portati avanti in tutto il mondo, nascono dalla consapevolezza di questo problema.

Essi affrontano principalmente i seguenti interrogativi: quali sono i fattori che influenzano la sicurezza? qual'è la migliore strategia di controllo perché tali fattori siano contenuti dentro limiti opportuni?

1. L'EVOLUZIONE DEI CODICI: DAL CONCETTO DI «SICUREZZA ASSOLUTA» ALLA IMPOSTAZIONE PROBABILISTICA

Per lungo tempo sia il tecnico che formulava le regole del codice, sia quello che le adoperava, partivano dal comune presupposto che la corretta applicazione di esse avrebbe dato la assoluta garanzia del buon funzionamento.

Gli estensori delle regole erano persone di vasta esperienza tecnica; essi formulavano le prescrizioni e stabilivano dei limiti sulla scorta della loro personale esperienza, e potevano in buona fede affermare di possedere la assoluta (soggettiva) certezza che tali limiti mai, a memoria d'uomo, erano stati superati.

Coerentemente con questa prospettiva di absolutezza si usava l'espressione «nella più gravosa condizione di carico». Infatti concettualmente nulla di più grave può avvenire oltre «la più gravosa condizione».

Parallelo a questo indirizzo delle normative tecniche è la assoluta fiducia del progettista nei risultati numerici dei suoi calcoli. L'arte del costruire aveva ceduto il passo alla scienza delle costruzioni.

La natura eminentemente probabilistica del problema, tuttavia, non poteva non apparire anche in quel clima. Alcune regole ne facevano esplicito riferimento, come la riduzione dei carichi accidentali sui diversi piani dell'edificio per la verifica delle fondazioni.

(*) Prof. di Tecnica delle Costruzioni - Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università di Roma.

Ma alla fine, in termini probabilistici cosa significa la suddetta «sicurezza assoluta»?

La memoria di un uomo di vasta esperienza, è stato osservato [1], non colleziona più di cento casi di ciascun particolare problema tecnico. Una soggettiva sicurezza assoluta nasce quando ci si sente garantiti contro il peggio che si sia mai visto, cioè il peggio su circa cento casi.

La probabilità che questa sicurezza sia smentita non è in realtà molto minore di 10^{-2} .

Infatti se su un particolare problema si raccolgono dati in modo sistematico, per esempio sui valori dei sovraccarichi degli edifici, si osserva che il massimo valore cresce col crescere della quantità di dati osservati.

Il criterio della sicurezza assoluta si dimostra così impraticabile. E nasce invece il problema di come si possa porre un ragionevole limite alla «gravosità» della situazione da prendere in conto nel progetto pur sapendo che qualcosa di più grave può avvenire.

Anche la fiducia nei risultati numerici dei calcoli viene meno quando la formulazione di modelli matematici più realistici mette in crisi i criteri per tanto tempo adoperati con successo, o quando si osserva (chi non ha provato il disappunto di osservarlo?) di quanti errori numerici siano zeppi i propri fascicoli di calcoli, o come sia possibile, un piccolo ritocco qua, un arrotondamento là, trasformare da sfavorevole a favorevole un risultato.

La scienza delle costruzioni deve porsi questo nuovo problema: quale affidabilità assegnare al risultato che essa offre al progettista.

Con la mentalità deterministica il progettista delle strutture di un edificio si domandava: che stato tensionale subiranno i materiali strutturali quando il massimo carico sarà presente? E la risposta a questa domanda era per lui elemento di giudizio sulla adeguatezza dell'opera.

Con mentalità probabilistica la domanda si pone da un angolo visuale apparentemente più generico: quanto è credibile che nell'uso prolungato per tutta la sua durata prevista la struttura si comporti in modo adeguato alla sua funzione? oppure: qual'è la probabilità che essa fallisca?

Nel primo caso è richiesta la definizione del «massimo carico», la formulazione di un modello di calcolo che metta in relazione i carichi con le tensioni, la precisazione dei valori delle tensioni che permettono di dichiarare «adeguata» tutta la costruzione.

La seconda impostazione è in effetti estremamente più complessa. Anzitutto bisogna definire il «comportamento adeguato alla sua funzione» nei termini matematici con cui si sviluppa l'analisi ma con realistica aderenza alle effettive funzioni. Quindi valutare quale sia la probabilità che la struttura sia sottoposta ad un certo carico, quale sia la probabilità che, sotto l'azione di quel carico, essa reagisca in un certo modo, etc.

Anche questa nuova prospettiva, al solo enunciarla, si presenta come impraticabile.

Tuttavia, se quest'angolo visuale sembra più realistico, le regole tecniche devono battere tutt'altra strada da quella fin qui seguita. Il pericolo più grave è che, risultati delle ricerche che in tutto il mondo vengono svolti in tal senso con qualche successo, vengano disorganicamente inseriti

in una struttura di codice basata sul vecchio criterio. Ovvero, ed è il rovescio della medaglia, che regole concepite in termini probabilistici vengano acquisite ed usate dai tecnici con mentalità deterministica.

Per concludere con i problemi posti dal nuovo indirizzo delle ricerche sulla sicurezza delle strutture è necessaria un'ultima osservazione.

Per quanto irrazionale oggi si possa giudicare il concetto di «sicurezza assoluta» che stava alla base dei vecchi codici e la mentalità deterministica dei progettisti, tuttavia non può essere sottovalutato l'equilibrio con cui l'uno si adattava all'altra.

Il frutto di questa coerenza era una omogeneità di decisione tra tutti i progettisti che, come si vedrà più avanti, è uno dei cardini della sicurezza delle costruzioni.

2. QUALI SONO I FATTORI CHE INFLUENZANO LA SICUREZZA

Definiti una serie di stati della struttura che noi consideriamo indesiderabili, o di danno, la sicurezza rispetto a ciascuno di essi è misurata dalla probabilità che la situazione effettiva non raggiunga quei limiti.

Tali stati si chiamano «stati limite» e sono associati a problemi funzionali: la deformabilità dei solai deve essere controllata perché se eccessiva si producono danni nelle tramezzature; la fessurazione delle travi facilita la corrosione dell'acciaio, etc. Il più estremo di tali stati, lo stato limite ultimo, è il collasso.

La sicurezza a cui qui si vuol fare riferimento è quella che riguarda l'insieme delle costruzioni realizzate in accordo con un certo codice. Se ispezionando gli edifici di una città, noi troviamo un eccessivo numero di tramezzi lesionati per eccesso di deformabilità dei solai dobbiamo concludere che il criterio con cui in quella città si costruiscono i solai è insicuro nei confronti della deformabilità.

Il numero di «fallimenti», per usare la parola anglosassone, rapportato al numero dei solai posti in opera può essere visto come la probabilità di fallimento del solaio dello stesso tipo che metteremo in opera nella nostra prossima costruzione.

Se esaminiamo le cause di un così elevato numero di solai mal riusciti potremo scoprire una serie di possibili responsabilità:

a) il codice — le norme tecniche non prescrivono un controllo della deformabilità, oppure forniscono delle regole indirette che in certi casi non raggiungono lo scopo;

b) i progettisti — alcuni progettisti interpretano in modo capzioso le regole del codice per cui queste risultano formalmente rispettate ma nella sostanza disattese;

c) i costruttori — nella posa in opera del solaio non è stata curata la effettiva realizzazione delle condizioni di vincolo previste dal progettista;

d) i produttori — esistono sul mercato pannelli di solaio realizzati con materiali scadenti;

e) gli utenti — i solai con eccessiva deformazione erano stati eccessivamente caricati.

Il sommario elenco riportato dà un'idea di quanto vasto

sia lo spettro delle influenze che condizionano la sicurezza di un solaio allo stato limite di eccessiva deformazione.

Ancora più vasto diviene l'elenco se l'esame riguarda i casi di dissesto.

Quando si ha occasione di osservare dissesti delle costruzioni in genere si notano: strutture mal concepite, dallo schema statico insufficiente o abnorme; grossolane insufficienze dei calcoli; particolari costruttivi mal eseguiti e materiali scadenti.

Intervenire sulla sicurezza delle costruzioni significa mettere ordine in ciascuno di questi settori.

3. IL CONTROLLO DI QUALITÀ

Riflettendo sulle osservazioni riportate nel paragrafo precedente si deve concludere che per essere efficaci nel proposito di garantire la sicurezza delle costruzioni bisogna agire con un vasto programma organico.

Con un'espressione che in Italia viene oggi usata in settori ristretti, mentre all'estero ha un significato più vasto, tale programma può essere chiamato « controllo di qualità ».

Si possono formulare innumerevoli tecniche per eseguire il controllo di qualità. Ciò che in questa sede sembra utile sottolineare è che solo se il controllo di qualità penetra tutti i settori interessati al processo di costruzione si può ottenere un reale aumento della sicurezza.

In qualunque di tali settori si operi, il compito del tecnico che organizza un processo produttivo, sia di costruzione, sia di progettazione, sia di formulazione di un codice tecnico, è quello di prevedere la struttura del corrispondente controllo di qualità.

Uno stabilimento che produce un manufatto per l'edilizia, se ci tiene alla credibilità del suo prodotto, organizza i controlli necessari perché sia veramente raro il caso che un pezzo mal riuscito sia immesso sul mercato.

Un settore industriale che si occupa di un certo prodotto, come oggi stanno facendo molto lodevolmente un gruppo di produttori di pannelli da solaio, per garantirsi contro la confusione con produttori meno responsabili stabilisce di sottoporre tutta la produzione ad un marchio di qualità assegnato da un organo di controllo esterno.

E' così estremamente ridotta una grossa fetta della probabilità di fallimento del nostro solaio.

Un gruppo di tecnici del cemento armato, per insistere nelle esemplificazioni, si organizza in un'associazione, come l'AICAP, che promuove corsi di aggiornamento, dibattiti sulle nuove norme, « giornate » interessanti e piacevoli, contribuendo così, attraverso la competenza dei suoi membri, ad evitare la disattenzione delle norme o la interpretazione capziosa.

Anche questo è controllo di qualità!

Ma veniamo più esplicitamente al codice ed al progettista che lo applica.

Oggi le nostre norme contengono regole per il controllo della qualità dei materiali che arrivano in cantiere: ma inespugnabilmente nulla è previsto per il controllo della posa in opera di tali materiali.

Un codice esplicitamente interessato alla sicurezza delle costruzioni, che sia una legge dello Stato, che sia una

specifica di appalto formulata dal committente, non può mancare di prevedere un controllo del dettaglio costruttivo.

Una proposta può essere così formulata: il codice fa obbligo al progettista di individuare nel suo progetto i punti la cui buona riuscita è essenziale alla sicurezza dell'insieme, e di classificarli in categorie a seconda che la loro imperfezione sia pregiudiziale per tutta la struttura o per una parte, o solo localmente.

Il costruttore è tenuto ad organizzare una vera serie di controlli durante l'esecuzione, documentati con regolare verbale, secondo le indicazioni del progettista.

Quanti nodi trave-pilastro avrebbero sopportato il terremoto del Friuli, senza progettazione antisismica, se fosse stata applicata questa regola!

Eppure in Italia esiste una figura giuridica che potrebbe assolvere tale compito: è il « collaudatore in corso d'opera » la cui funzione, prevista dal progettista, dovrebbe essere generalizzata.

Valgono questi esempi a dimostrare la fattibilità di una organizzazione di controllo che investa tutti i settori, ed a sottolineare quanto sia importante tener presente l'intero arco dei partecipanti al processo costruttivo quali responsabili della sicurezza.

Tra questi, naturalmente, il codice tecnico: il modo con cui esso è formulato ed i valori dei parametri di progetto che esso contiene.

Nella tabella seguente è contenuto un sommario elenco delle azioni che devono essere organicamente previste e scrupolosamente eseguite per incidere in modo sostanziale sulla sicurezza.

	CONTROLLO DI QUALITÀ
Codice	a) studi preparatori: controllo dei modelli di verifica e ottimizzazione dei parametri in vista della uniformità di sicurezza b) prima della messa in vigore: indagine pubblica per controllare le eventuali ambiguità di formulazione c) raccolta sistematica di osservazioni sugli effetti della sua applicazione e revisione periodica
Tecnici	diffusione della informazione tecnica
Progetto	a) progetto di massima: revisione della concezione strutturale b) progetto esecutivo: revisione dei calcoli - assegnazione della categoria di controllo ad ogni dettaglio costruttivo
Cantiere	a) regole di accettazione dei materiali b) controllo ufficiale dei dettagli costruttivi secondo una precisa specifica distinta per categorie
Produzione	a) controllo in stabilimento b) marchio di qualità
Uso	chiara definizione dei limiti di impiego di ciascun manufatto

4. LA MISURA DELLA SICUREZZA

I fattori che influenzano la sicurezza si possono distinguere in tre categorie:

- a) errori grossolani (della progettazione o della produzione);
- b) errori dovuti ad ignoranza del problema fisico;
- c) dispersioni casuali (aleatorietà) presenti in tutti i fattori che riguardano la costruzione.

Sui primi si agisce con l'organizzazione del controllo di qualità.

Sui secondi si agisce con l'organizzazione di programmi di ricerca e di diffusione delle conoscenze.

Sui terzi si agisce con le regole del codice.

Come è noto, da alcuni anni a questa parte, si vanno diffondendo dei procedimenti per la valutazione della sicurezza strutturale nell'ambito di quelle possibilità di imprecisione che vanno raggruppate nella terza delle categorie su-elencate.

Tutti i fattori con cui l'ingegnere opera il progetto strutturale sono affetti da incertezze: le resistenze dei materiali (pur nell'ambito di un ben preciso sistema di controllo accuratamente codificato), i valori delle azioni, i modelli matematici con i quali si descrive il comportamento strutturale.

Definito un certo stato limite, come si è già detto, la sicurezza è misurata dalla probabilità che l'insieme delle grandezze che condizionano il comportamento della struttura sia tale da non superare quello stato.

Oggi si fa riferimento, usualmente, a tre livelli di verifica. Il più completo, detto livello 3, consiste nel calcolo della probabilità suddetta. A tale scopo è necessario avere, oltre che l'algoritmo di calcolo, le informazioni sulla distribuzione probabilistica di tutte le variabili.

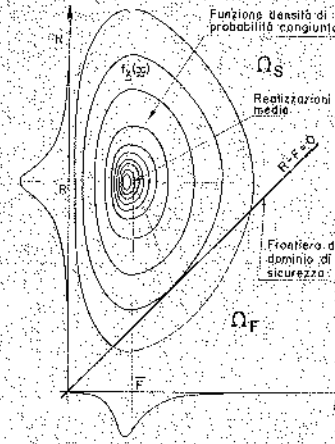
Un codice a livello 3 chiede al progettista la verifica di sicurezza mediante il calcolo della probabilità, e per contro fornisce i dati, o i criteri per acquisirli, relativi alle distribuzioni probabilistiche.

Questa formulazione sembrava puramente teorica sia per l'eccessivo onere del calcolo che per la obiettiva difficoltà di ottenere dati statistici così completi. Per alcune grandezze, come le caratteristiche dei materiali, è possibile esaminare numerosi campioni e determinare attendibilmente la media e la deviazione standard. Meno attendibile sarebbe la determinazione sperimentale della intera curva di distribuzione; gli eventi a probabilità molto bassa si sperimentano molto raramente!

Raccogliere dati statistici sui carichi agenti è già molto più oneroso perché comporta indagini nelle abitazioni; osservazioni sul grado di accuratezza con cui viene di fatto collocata l'armatura nelle strutture in cemento armato si possono fare solo in occasione di demolizioni.

Queste difficoltà sembravano, e sono, insormontabili.

Tuttavia si va sviluppando una certa tendenza ad un ragionevole compromesso: le distribuzioni non possono essere determinate sperimentalmente però si possono individuare ragioni fisiche che giustificano la assegnazione a priori di una legge di distribuzione.



VERIFICA A LIVELLO 3

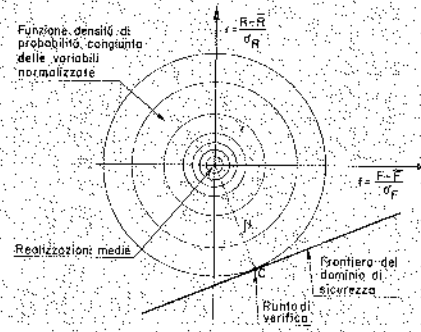
Calcolo della probabilità.

$$S = \int_{\Omega_S} f_S(x) dx$$

Confronto con la sicurezza richiesta

$$S \geq S_0$$

a)



VERIFICA A LIVELLO 2

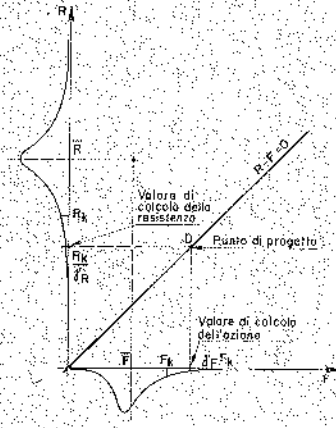
a - Trasformazione delle variabili

b - Calcolo della distanza di sicurezza

c - Confronto con la distanza richiesta

$$\beta \geq \beta_0$$

b)



VERIFICA A LIVELLO 1

$$\frac{R_k}{\gamma_R} - \gamma_F F_k = 0$$

c)

- 1 a) Metodo di verifica a livello 3 - Condizione di stato limite $R - F = 0$;
- b) Metodo di verifica a livello 2 - Condizione di stato limite $R - F = 0$;
- c) Metodo di verifica a livello 1 - Condizione di stato limite $R - F = 0$.

Alle resistenze dei materiali sembra opportuno assegnare la distribuzione lognormale.

Ai carichi, dei quali interessa il valore massimo in un certo periodo, si assegna la distribuzione estrema tipo 1.

In tal modo si chiede all'indagine statistica solo la valutazione di media e varianza. Al limite si assegna il valor medio come dato di progetto che corrisponde ad una precisa prescrizione di uso, e la varianza attraverso una stima soggettiva della credibilità attribuibile alle realizzazioni della grandezza in questione.

Se questi procedimenti vengono regolamentati il metodo acquista un carattere convenzionale che ne garantisce la uniformità di applicazione.

Oggi si pensa che un codice a livello 3 dovrebbe essere definito con lo scopo di controllare il livello di sicurezza che le regole tecniche permettono di conseguire.

Il livello 2 è una semplificazione del livello 3. Deriva da una intuizione di A. Cornell e poi da una brillante formulazione di Hasofer e Lind.

Il calcolo della probabilità è sostituito dalla valutazione di un indice β del quale si può dare una suggestiva definizione geometrica.

Eseguita una normalizzazione delle variabili in modo da ridurle a varianza unitaria, l'indice β misura la minima distanza del dominio di sicurezza dal punto che rappresenta le realizzazioni medie.

La figura 1, che illustra con semplici grafici i tre livelli, mostra la rappresentazione geometrica dell'indice β .

Questo metodo è nato col proposito di definire un indice significativo della sicurezza in senso probabilistico anche nel caso che le informazioni statistiche fossero limitate ai soli valori di media e varianza. Si chiamava infatti « metodo di secondi momenti ».

Oggi esso risulta estremamente potenziato dalle considerazioni fatte prima sulla assegnazione convenzionale delle distribuzioni probabilistiche a tutte le variabili.

Inoltre, con un'estensione dell'algoritmo di calcolo dell'indice β si è riusciti a trasformarlo in una vera approssimazione numerica della verifica a livello 3 [4].

Una presentazione elementare del metodo con qualche esempio numerico è riportata in [5].

Anche questo metodo oggi ha la sua funzione principale nel controllo delle formulazioni usate dalle regole tecniche e nella calibrazione dei coefficienti [3].

I codici operativi rimangono ancora a livello 1. Essi cioè non chiedono una verifica probabilistica di sicurezza ma sono formulati, come i vecchi codici deterministici, con l'uso di « coefficienti di sicurezza ».

La formulazione più elementare è quella che assegna un solo coefficiente al rapporto tra resistenza e azione.

In questo caso non si tiene conto che sia la resistenza che l'azione sono il risultato di un insieme di fattori, ciascuno affetto da un certo grado di incertezza che a seconda della combinazione in cui si trova può giocare un ruolo maggiore o minore nella sicurezza globale.

Ecco perché la formulazione che si è diffusa è quella dei « coefficienti parziali » assegnati a ciascuna delle variabili a cui si attribuisce incertezza.

I coefficienti parziali hanno il compito di ridurre i valori delle resistenze ed aumentare i valori delle azioni nell'intento di verificare che la condizione di stato limite sia raggiunta solo in una situazione sfavorevole per la concomitanza di realizzazioni sfavorevoli di tutte le grandezze incerte.

La fig. 1 mostra graficamente questo metodo di progetto. La condizione di stato limite è soddisfatta dai seguenti « valori di progetto » per la resistenza $R_d = R_0 / \gamma_R$ molto più bassa del valor medio che la produzione deve assicurare, e per l'azione $E_d = \gamma_F F_K$ molto più alta del valor medio che la destinazione dell'opera prevede.

5. LA CALIBRAZIONE DEI COEFFICIENTI DEL CODICE O LIVELLO 1

Se si esegue la verifica di sicurezza a livello 2 di progetti eseguiti con un codice a livello 1 si osserva che il valore di β non è sempre uguale per tutti i casi. Cioè la sicurezza complessiva che si consegue con questa regola di progetto varia al variare della combinazione di variabili aleatorie che caratterizza ciascun caso.

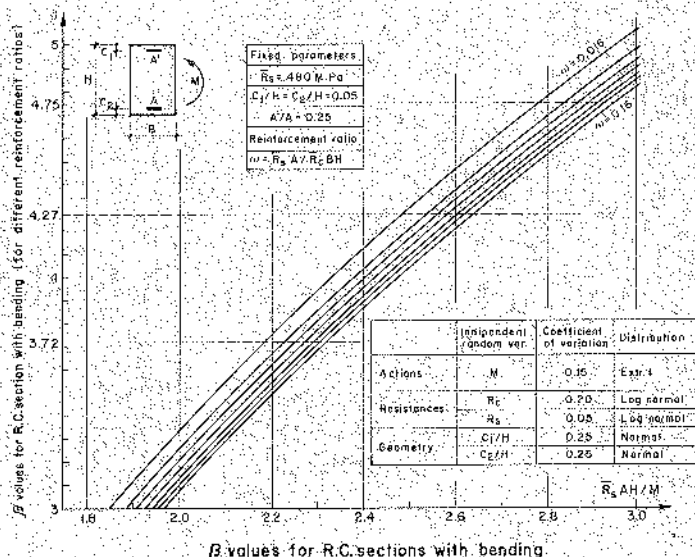


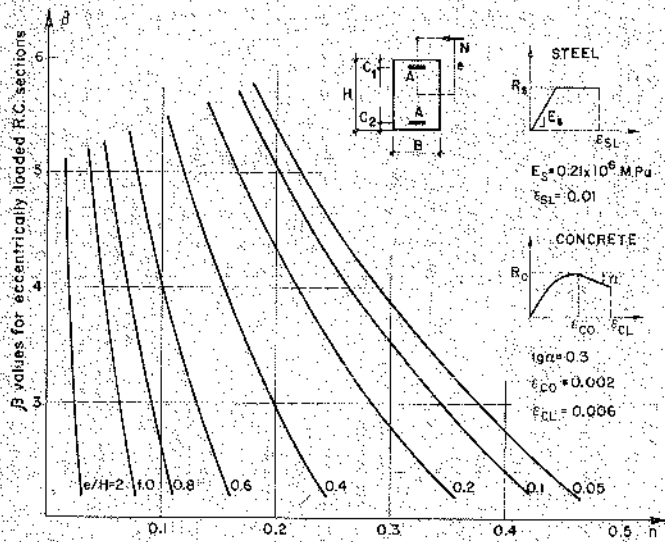
Fig. 2

Si osservi ad esempio la fig. 2 [5]. Essa mette a confronto dei diagrammi di progetto ottenuti con il metodo a livello 2 per assegnati valori di β , con il corrispondente ricavato dalle regole della normativa italiana oggi vigente.

Si vede che in questo caso il progetto a livello 1 produce una sicurezza uniforme, al variare della percentuale di armatura, compresa tra $\beta = 4,27$ e $\beta = 4,75$.

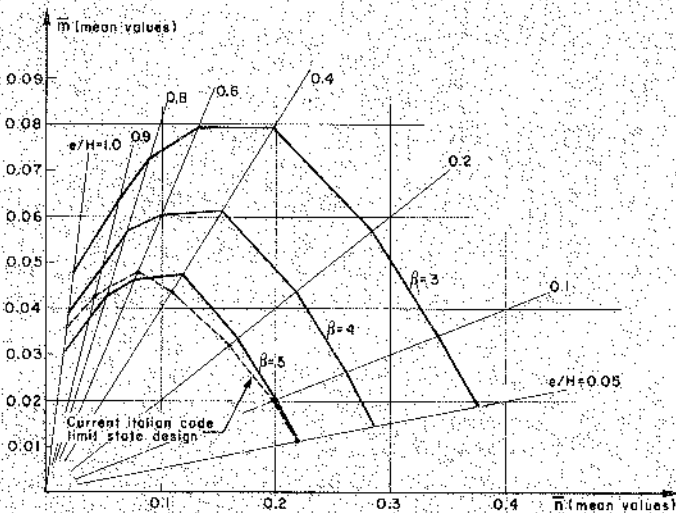
La fig. 3 presenta un confronto analogo eseguito per la sezione presso-inflessa. Tra i diagrammi di interazione costruiti a livello 2 per $\beta = 3,45$ è stato inserito il diagramma derivato dalle regole del codice italiano. In questo caso, al variare della eccentricità del carico, varia la sicurezza ottenuta con il codice a livello 1.

In casi più complessi le differenze possono essere maggiori.



	Independent random var.	Coefficient of variation	Distributions
Actions	n	0.15	Extr. I.
Resistances	R_c	0.10	Normal
	R_s	0.05	Log normal
Geometry	C_1/H	0.25	Normal
	C_2/H	0.25	Normal

Fixed parameters	
R_s	480 MPa
ω	0.08
$C_1/H + C_2/H$	0.05



Dimensionless parameters		
Reinforcement	Axial load	Bending moment
$\omega = \frac{R_s A}{R_c B H}$	$n = \frac{N}{R_c B H}$	$m = \frac{M}{R_c B H^2} = \frac{n e}{H}$

3 - Bending moment-axial load interaction diagram for assigned β values.

Uno degli impegni più delicati, nella formulazione di un codice a livello 1, è la calibrazione dei valori dei coefficienti parziali. Questa dev'essere fatta in modo che i progetti eseguiti in applicazione del codice abbiano una sicurezza il più possibile uniforme e vicina ad un valore stabilito in precedenza.

La verifica a livello 2 si presta a questo compito con un procedimento che consiste nell'esprimere il valore di β come una funzione dei coefficienti parziali in una serie di casi, e quindi ricavare i valori di questi minimizzando lo scarto tra il β ottenuto e quello prefissato.

Poiché il risultato dipende dai casi esaminati si dovrà avere cura di dare maggior peso ai casi che nella pratica presentano maggiore importanza.

6. LA SCELTA DEL RISCHIO ACCETTABILE

La formulazione dei metodi probabilistici per la misura della sicurezza rimette in primo piano il problema che è stato enunciato all'inizio: quale sicurezza è opportuno pretendere che venga conseguita?

È stato chiarito che qui si tratta di quell'aliquota della sicurezza sulla quale si può agire aggiustando le regole di progetto, che è, d'altra parte, quella che i metodi suddetti riescono a misurare. Quale valore, fornito da questa misura, si può ritenere accettabile? Quale valore deve essere assegnato come riferimento a quel procedimento di ottimizzazione che è stato citato per la calibrazione dei coefficienti parziali?

In un momento, nella evoluzione dei codici, come quello che stiamo attraversando, in cui cioè per la prima volta si pone il problema della quantificazione della sicurezza, l'atteggiamento più spontaneo e più diffuso è il seguente: si faccia in modo che con il nuovo codice si consegua la stessa sicurezza che con il precedente.

Superata l'illusione che il codice precedente desse una sicurezza « assoluta » rimane il fatto che quei risultati sono oggi accettabili.

Tuttavia la proposizione non è di immediata applicazione perché le regole di progetto alle tensioni ammissibili non fornivano una sicurezza uniforme. La sezione inflessa progettata alle tensioni ammissibili risulta meno sicura del pilastro presso-inflessa e questo tanto meno quanto più è grande l'eccentricità.

Si può eseguire la verifica a livello 2 delle strutture progettate alle tensioni ammissibili ma se poi assumiamo come valore di riferimento dell'indice β quello valutato per le travi, faremo delle regole che ci porteranno a progettare pilastri più esili, se invece faremo riferimento al β dei pilastri caricati con piccola eccentricità produrremo delle travi più grosse.

Probabilmente non sarebbe irragionevole pretendere maggiore sicurezza nei pilastri che nelle travi, come è evidente se si riflette sulle conseguenze dell'eventuale danno.

Questa riflessione introduce un secondo criterio: l'analisi costi-benefici.

Indichiamo con $P_r(\gamma)$ la probabilità di superamento di un certo stato limite in funzione dei coefficienti parziali γ , con C_r il costo delle riparazioni o comunque del danno conseguente al fallimento, e con $C_1(\gamma)$ il costo di costruzione funzione anch'esso dei coefficienti parziali γ .

Il costo totale della costruzione è: $C_T(\gamma) = C_1(\gamma) + C_r P_r(\gamma)$.

La migliore calibrazione dei coefficienti γ è in questo approccio quella che rende minimo il costo totale.

Lind [3] ha formulato questo problema in termini semplificati esprimendo sia il costo iniziale che la probabilità di insuccesso in funzione dell'indice β .

Il valore di β che rende minimo il costo totale misura il livello di sicurezza che realizza la massima economia.

Per ciascuno stato limite si può trovare così il valore più opportuno di β e con questo calibrare i coefficienti parziali.

7. CONCLUSIONI

Da quanto detto fin qui dovrebbe emergere che nella evoluzione dal codice cosiddetto « alle tensioni ammissibili », al codice « agli stati limite » ciò che deve veramente, e giustamente, cambiare è l'esplicito riferimento al comportamento reale della struttura nelle sue varie fasi.

Le formule di progetto, i modelli matematici più o meno convenzionali con i quali proporzionare gli elementi strutturali, potrebbero al limite rimanere invariati. Un criterio per calibrare i coefficienti, come si è detto, è proprio quello di fare in modo che il risultato sia il più possibile simile al precedente, e la maniera più sbrigativa sarebbe quella di usare, fin dove è possibile, gli stessi modelli matematici.

L'importante è invece che al progettista sia richiesto di individuare quali siano gli stati limite che interessano la struttura, e verificarli nel modo più proprio.

Questo stimola il progettista ad una riflessione più puntuale sulla risposta della struttura alle azioni esterne e gli fa prevedere situazioni che, se trascurate, potrebbero esser causa di seri inconvenienti.

Inoltre, il riferimento al grado di incertezza delle variabili stimola l'organizzazione del controllo di qualità che, come si è visto, gioca nella sicurezza un ruolo altrettanto importante che le regole di calcolo.

Ciò che deve essere tenuto presente nella estensione di un codice agli stati limite, proprio perché esso deve contenere uno spirito di apertura verso l'esame della realtà fisica e di responsabilità del progettista, è che esso non si presenti come un codice capestro, pieno di regole complicate ed interferenti l'una con l'altra. Un codice rompicapo sposta l'attenzione del progettista dalla struttura alle regole del codice, con poco vantaggio per la sicurezza.

Il codice deve obbligare tutti i progettisti ad eseguire le verifiche agli stati limite ma non può contenere in poche formule ciò che è oggetto di importanti capitoli di un libro di Tecnica delle costruzioni.

Riflettendo sulla incertezza con cui ciascun modello di calcolo valuta il reale comportamento fisico è giusto, per uniformare il livello di sicurezza, che il codice faccia riferimento ad un criterio ben preciso. Però questo deve essere presentato con tutto il bagaglio di sperimentazione e di giustificazione teorica che consenta al progettista di capirne fino in fondo gli scopi ed i limiti di applicabilità.

Si ottengono verifiche più approfondite solo se si dà ai progettisti maggior profondità di conoscenza.

Si può concludere dichiarando l'opportunità che l'attuale proposta di revisione delle norme sul c.a. vada in mano ai progettisti prima che venga resa operante. Che ci vada accompagnata da quel materiale di documentazione a cui prima facevo cenno, e sulla base di un programma di verifiche che potrebbe essere organizzato dall'A.I.C.A.P., del tipo di quello che il C.E.B. porta avanti sul model-code.

BIBLIOGRAFIA

- [1] W. Boséhard: « Leading Features of the Swiss code for Structural Safety » SIA 260, 1977.
- [2] J. Ferry Borges: « Note on Quality Assurance », Joint Committee on Structural Safety, Marzo 1979.
- [3] N.C. Lind: « Reliability-Based Structural Codes Optimization Theory », in « Safety of Structures under Dynamic Loading », Editors: Ivar Holand et alii - Tapir 1977.
- [4] A. Giuffrè: « La verifica di sicurezza (il metodo a livello 2) » Lezioni al corso A.I.C.A.P. - Mac Mediterranea, 1978 - dispense raccolte a cura di C. Nuti.
- [5] A. Giuffrè, R. Giannini: « Contributions to the Implementation and Applications of the Level II Method », TCC Conference - Londra, Nov. 1978.
- [6] A. Giuffrè, R. Giannini: « Il metodo della distanza di sicurezza per il progetto probabilistico a livello 2 » Giornale del Genio Civile, 1978.

Metodi di misura della sicurezza: stati limite ultimi

Relazione del Prof. Ing. Emanuele Filiberto Radogna

1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE E CENNI STORICI

Scopo della presente relazione è quello di esporre i concetti fondamentali sui quali si basano i procedimenti di verifica delle costruzioni in c.a. ed in c.a.p. rispetto ai vari tipi di fenomeni di collasso.

I procedimenti esposti rientrano nella filosofia generale del metodo semiprobabilistico agli stati limite, nella sua formulazione più recente, presentata nel CEB-FIP Model Code 1978.

Durante la illustrazione degli aspetti salienti delle verifiche agli stati limite ultimi verranno svolti sistematici riferimenti alla posizione del metodo delle tensioni ammissibili nei confronti dei medesimi fenomeni pericolosi. Ciò per due ragioni: da una parte viene favorita la comprensione delle nuove metodologie, attraverso i riferimenti a quelle attualmente impiegate, la conoscenza delle quali, iniziata durante gli studi universitari, si è approfondita e maturata attraverso anni di esperienza professionale; dall'altra, si tiene conto dell'indirizzo assunto dalla normativa italiana di ammettere la coesistenza dei due metodi di verifica, quello delle tensioni ammissibili (T.A.) e quello semiprobabilistico agli stati limite (S.P.S.L.) con l'unica limitazione che «nell'ambito di una stessa struttura i calcoli dovranno tutti fondarsi sullo stesso metodo di verifica».

In effetti è tuttora in corso il periodo di transizione iniziato con il D.M. 30 maggio 1972, che, al punto 2.7 delle Norme Tecniche sul c.a., ha introdotto per la prima volta in Italia la possibilità di avvalersi del calcolo a rottura per le verifiche di resistenza in presenza di sforzi normali e di momenti flettenti, confermando al punto 2.14.3 tale alternativa anche nelle verifiche alla instabilità flessionale dei pilastri snelli.

Per quanto riguarda il c.a.p., poiché era stata immediatamente riconosciuta la necessità di introdurre la verifica a rottura come operazione autonoma, a causa della presenza

dello stato di coazione artificialmente impresso [1], già nelle Circolari del Ministero dei LL.PP. (v. ad es. la Circolare n. 194 del 1° marzo 1960) tale verifica era stata esplicitamente richiesta. Il punto 3.6 delle Norme tecniche sul c.a.p. ha quindi semplicemente recepito quanto già disposto, perfezionando le istruzioni sul metodo di calcolo ed armonizzandolo con quelle del punto 2.7 delle Norme Tecniche sul c.a.

Il primo aggiornamento biennale (D.M. 30 maggio 1974) ha confermato l'orientamento della normativa italiana per un adeguamento ai criteri accolti a livello internazionale, facendo esplicito riferimento al calcolo agli stati limite ed integrando le verifiche allo stato limite ultimo con quelle, sempre necessarie, agli stati limite di fessurazione e di deformazione.

Il secondo aggiornamento biennale (D.M. 16 giugno 1976) non ha introdotto modifiche di rilievo, ma ha sostanzialmente confermato le indicazioni precedenti.

Nel contempo la Commissione del Consiglio Nazionale delle Ricerche per lo studio delle norme relative al cemento armato, al cemento armato precompresso, ai leganti idraulici ed ai laterizi, ha elaborato un testo di «Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in cemento armato e cemento armato precompresso col metodo semiprobabilistico agli stati limite», sottoposto ad inchiesta pubblica nel novembre 1976, e pubblicato, nella stesura iniziale, cioè precedente alla inchiesta, nel Bollettino Ufficiale del C.N.R. n. 58, in data 31 gennaio 1978.

Il terzo aggiornamento delle Norme tecniche ha largamente utilizzato nella sostanza i criteri ed i metodi esposti nelle Istruzioni C.N.R., con i necessari adattamenti richiesti dal carattere prescrittivo di una norma rispetto a quello, più informativo, di un documento di studio.

Gli aspetti evolutivi della situazione presente suggeriscono, quindi, di soffermarsi in modo particolare sul con-

fronto fra le ipotesi del metodo della T.A. e quello del metodo S.P.S.L.

Il punto di partenza per le successive considerazioni è quello della definizione del termine « stato limite ultimo ».

Nel volume I del *Système International de Réglementation Technique Unifiée des Structures*, pubblicato insieme al *Model Code 78*, al punto 2 viene precisato che una struttura, o una parte di essa, è considerata come non più adatta per l'impiego previsto, quando essa raggiunge uno stato particolare, detto stato limite, in corrispondenza del quale vengono violati i requisiti che condizionano il suo comportamento o la sua utilizzazione.

Gli stati limite possono essere classificati in due categorie:

a) gli stati limite ultimi, che corrispondono alla massima capacità portante;

b) gli stati limite di utilizzazione, che corrispondono alle esigenze di prestazione normale ed alla durabilità.

Gli stati limite costituiscono dunque, in generale, situazioni di messa fuori servizio della struttura, o di una sua parte; negli stati limite ultimi, in particolare, la messa fuori servizio dipende da fenomeni di collasso, locale o globale, pericoloso per l'incolumità delle persone e delle cose.

La identificazione dell'evento pericoloso pone quindi il problema di assicurare un conveniente margine fra l'evento stesso e la situazione di impiego normale. La precisazione quantitativa di tale margine conduce alla nozione di coefficiente di sicurezza.

Da questo punto di vista, intesi cioè come cause di eventi pericolosi, gli stati limite ultimi sono evidentemente presenti anche nel metodo delle T.A., il quale li descrive, di regola, in termini di tensioni di rottura, di snervamento, di tensioni critiche nel caso di membrature snelle, di limiti di fatica in presenza di carichi variabili, ripetuti un gran numero di volte.

Più in generale, si può dire che l'esigenza della sicurezza nei confronti dei fenomeni di collasso è sempre esistita ed ha preceduto, nel tempo, la messa a punto degli algoritmi di calcolo, che noi conosciamo oggi, come frutto delle ricerche della Meccanica applicata alle costruzioni. Giova in proposito ricordare che, prima di Navier, l'attenzione degli ingegneri era concentrata sulla determinazione della capacità portante massima, o ultima, degli elementi strutturali, come è testimoniata dai primi libri di ingegneria strutturale; dovuti al Parent (1666-1716), a Jakob Leupold (1726), al Belidor (1729), al Coulomb (1736-1806), al Girard (1798).

Fu Navier ad affermare, nella sua famosa opera « *Résumé des leçons données à l'école Royale des Ponts et Chaussées sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines* » (I^a edizione 1826), che la conoscenza dei carichi di rottura non era sufficiente per il corretto dimensionamento delle varie parti di una costruzione.

Occorre infatti non soltanto evitare la rottura immediata, ma garantire anche che i carichi di lunga durata e quelli frequentemente ripetuti non dessero luogo ad alte-

razioni e deterioramenti, che, evolvendo nel tempo, pregiudicassero la stabilità della costruzione.

Per prevenire questi fenomeni Navier suggeriva di mantenere le tensioni in campo elastico, mentre, per evitare danneggiamenti dovuti ad azioni chimiche, si dovevano prevedere adeguati sistemi di protezione. Gli insegnamenti di Navier sui requisiti di resistenza, di funzionalità, di durevolezza conservano ancora oggi piena validità.

La differenza fra allora ed oggi non sta nella formulazione dei problemi, quanto nella disponibilità dei metodi di risoluzione. Oggi, accanto ai metodi di analisi del comportamento al collasso, sono stati messi a punto metodi per la valutazione delle deformazioni in servizio, sia istantanee che differite, e delle ampiezze delle lesioni e sono state precisate regole dettagliate per la corretta esecuzione dei particolari costruttivi, cosicché è possibile raggiungere in modo razionale gli obiettivi lucidamente indicati da Navier un secolo e mezzo fa e per i quali egli stesso aveva proposto una prima, concreta soluzione, col metodo delle tensioni ammissibili.

Questo metodo, adottato inizialmente per il caso dei materiali dell'epoca, muratura, legno, ferro, è stato successivamente esteso alle costruzioni in cemento armato, introducendo alcune ingegnose ipotesi, fra cui fondamentali quella di trascurare totalmente la resistenza del calcestruzzo teso e quella di interpretare il comportamento delle armature trasversali con l'analogia della trave reticolare (traliccio piano di Mörsch e traliccio spaziale di Rausch), mutuandole dal comportamento a rottura (III stadio).

In questo modo le tensioni calcolate sotto i carichi di servizio hanno perduto ogni riferimento con le tensioni effettivamente presenti, per acquistare il carattere di tensioni convenzionali da confrontare con le tensioni ammissibili, dipendenti dalle caratteristiche dei materiali.

Malgrado il carattere convenzionale del procedimento e le incertezze inerenti alla valutazione quantitativa della sicurezza, il metodo delle T.A. continua ad avere larghi consensi, che si traducono anche in perplessità nei confronti del metodo S.P.S.L.

Le considerazioni critiche seguenti tendono a fornire elementi di giudizio per una valutazione obiettiva delle potenzialità dei due metodi.

2. GLI STATI LIMITE ULTIMI: ASPETTI FENOMENOLOGICI

La elencazione dei fenomeni pericolosi, che insidiano la resistenza e la stabilità di una costruzione, fornisce un inquadramento preliminare della materia in esame e consente una classificazione delle modalità di crisi, alla quale si possono più agevolmente correlare i metodi di calcolo disponibili per la misura della sicurezza.

2.1. Perdita della configurazione di equilibrio di una parte o dell'insieme della struttura, considerata come corpo rigido

Gli esempi che generalmente vengono richiamati per illustrare questo tipo di crisi sono quelli dei muri di sostegno e delle pile alte di viadotti a travi appoggiate.

Per i muri i fenomeni pericolosi come corpo rigido sono rappresentati dallo scorrimento lungo il piano di base e dalla rotazione intorno allo spigolo a valle, mentre la eccessiva pressione di contatto o lo slittamento generale lungo

superfici curve riguardano aspetti della resistenza del terreno. Per le pile alte l'evento pericoloso è innescato dalla rotazione della sezione al piede della pila per effetto di un eventuale cedimento non uniforme del piano di appoggio della fondazione e nel conseguente spostamento della sommità della pila: oltre un certo limite, dipendente dalle dimensioni assegnate agli appoggi delle travate, una delle campate può venirsi a trovare in condizioni di labilità, per la perdita di uno dei vincoli.

Le azioni sismiche possono determinare la medesima conseguenza, se non sono previsti opportuni dispositivi di collegamento fra travate e pile.

2.2. Rottura di sezioni critiche della struttura o deformazioni eccessive

Le modalità di questi fenomeni dipendono dalla natura del materiale costitutivo. Per il c.a. ed il c.a.p. viene riportato successivamente un prospetto dettagliato delle manifestazioni della crisi del calcestruzzo e/o dell'acciaio.

In termini generali interessa ora mettere in evidenza il pericolo che la rottura di una sezione innesci un processo a catena che dia luogo al collasso progressivo dell'intera struttura.

Esempi di collasso progressivo sono forniti dalla rottura di tiranti, impiegati come ancoraggio di paratie, o nei sistemi strallati, o nelle coperture di edifici industriali del tipo ad arco a spinta eliminata; anche la rottura di un pilastro può avere conseguenze analoghe, così il crollo di elementi di solaio o di balcone a sbalzo può determinare la crisi di quelli sottostanti. Un altro clamoroso esempio di collasso progressivo, è stato offerto da un edificio prefabbricato a grandi pannelli a Ronan Point.

In genere la rottura di una sezione non dipende da un aumento eccessivo dei carichi applicati, ma piuttosto da cause accidentali, per es. incendio, esplosioni di gas, collisioni di veicoli contro pilastri, di natanti contro pile di ponti, azioni sismiche, errori di esecuzione, ecc.

Tenuto conto della aleatorietà di tali fenomeni, la prevenzione del collasso progressivo è affidata a misure di carattere generale, quali la adozione di schemi statici ad alto grado di iperstaticità, l'adeguato proporzionamento dei giunti nelle costruzioni prefabbricate, la predisposizione di percorsi alternativi atti a convogliare il flusso delle forze, quando venga a mancare il contributo di un elemento.

2.3. Trasformazione della struttura in un meccanismo

Escluso il caso banale delle strutture isostatiche, nelle quali la rottura di una sezione determina la labilizzazione del sistema, lo stato limite in esame interessa le strutture iperstatiche costituite da materiale dotato di duttilità, cosicché tutte le sezioni critiche, nelle quali si formano le cerniere plastiche, abbiano una sufficiente capacità di ruotare, senza subire deterioramenti, fino a che non si sia raggiunto il numero di cerniere che trasforma la struttura in una catena cinematica.

Nel caso di sezioni inflesse di acciaio il diagramma momenti-curvature presenta un andamento bilineare, con un primo tratto crescente linearmente da zero al valore del momento plastico e con un secondo tratto ad andamento orizzontale, analogo a quello del diagramma $\sigma-\epsilon$.

Nel caso delle sezioni inflesse di c.a. la forma del diagramma momenti-curvature è trilineare: il primo tratto corrisponde al comportamento nel I stadio (calcestruzzo teso non ancora fessurato), il secondo tratto al II stadio (calcestruzzo teso fessurato, acciaio teso in campo elastico), il terzo tratto al III stadio (acciaio teso snervato). La esistenza e la estensione del terzo tratto dipendono dalla percentuale di armatura tesa e dalla eventuale presenza di sforzo normale di compressione: la duttilità è ridotta o addirittura scompare al crescere della percentuale di armatura ed al crescere dello sforzo normale di compressione.

Quindi nei sistemi iperstatici costituiti da travi a bassa percentuale di armatura il comportamento a rottura si avvicina a quello delle travi in acciaio e la ridistribuzione dei momenti corrisponde a quella prevista nell'ipotesi di corpo rigido-perfettamente plastico; se la percentuale di armatura è elevata (uguale o superiore alla percentuale critica, quella per la quale il calcestruzzo e l'acciaio arrivano contemporaneamente l'uno allo schiacciamento, l'altro allo snervamento) la ridistribuzione non ha luogo; per percentuali intermedie di armatura, la ridistribuzione è parziale e la rottura si verifica in una sezione prima che tutte le cerniere plastiche necessarie per la trasformazione del sistema iperstatico in meccanismo si siano potute manifestare.

Per valutare la ridistribuzione dei momenti nelle strutture iperstatiche di c.a. e di c.a.p., nel caso di sezioni a duttilità limitata, sono stati messi a punto metodi di calcolo appropriati, noti come metodi di «analisi non lineare», riservando i termini di «limit design», «analisi plastica», «metodi delle cerniere plastiche» per indicare il procedimento basato sulla duttilità teoricamente illimitata delle sezioni.

2.4. Instabilità

Il comportamento di un'asta snella compressa dipende dalla legge costitutiva del materiale e dalla presenza o assenza di imperfezioni.

Nel caso di materiale elastico e di assenza di imperfezioni, se il carico è perfettamente centrato, la configurazione iniziale resta perfettamente rettilinea fino a che la forza assiale non raggiunge il valore critico di Eulero, in corrispondenza del quale l'equilibrio diventa indifferente. Questo caso è noto come «problema di stabilità con biforcazione».

Se il materiale è elastico e se il carico assiale è eccentrico la configurazione dell'asta snella è incurvata sin dall'inizio della messa in carico ed è sempre stabile. Quando il carico applicato tende al valore critico di Eulero, relativo alla situazione in cui l'eccentricità è nulla, lo spostamento trasversale della sommità dell'asta tende all'infinito. Questo caso è spesso definito come «problema di tensioni del secondo ordine».

Nel caso effettivo di aste snelle di c.a. il comportamento del materiale è non lineare e le imperfezioni sono inevitabili, quindi il carico è sempre eccentrico. Sono possibili allora due diversi comportamenti, in relazione alle caratteristiche della sezione, della snellezza e dei valori di N ed M :

a) comportamento analogo a quello descritto per il pro-

blema di tensioni del secondo ordine, con la differenza che il carico assiale massimo è quello associato alla crisi per resistenza di almeno uno dei due materiali costitutivi, calcestruzzo e acciaio;

b) comportamento caratterizzato dal raggiungimento del massimo carico assiale senza che si sia ancora manifestata la crisi per resistenza dei materiali costitutivi; questo caso è designato da taluni Autori come « problema di stabilità senza biforcazione ».

Il Model Code 78 adotta, per semplicità, la dizione « Stati limite ultimi di instabilità (flambement, buckling) », ma elimina ogni possibilità di equivoco precisando che si tratta di problemi di verifica della stabilità di pilastri isolati e di quella di strutture formate da pilastri e travi nelle quali gli effetti detti del secondo ordine non possono essere trascurati, che occorre tenere conto delle proprietà non lineari dei materiali, dello scorrimento viscoso del calcestruzzo e prescrivendo una eccentricità minima non intenzionale. Per quanto riguarda lo scorrimento viscoso del calcestruzzo, la sua influenza risulta in generale apprezzabile negli stati limite di utilizzazione, ma non negli stati limite ultimi per resistenza, tenuto conto delle notevoli deformazioni non elastiche del calcestruzzo e dell'acciaio. Invece, nel caso degli stati limite ultimi di instabilità, tenuto conto della influenza delle deformazioni sulle sollecitazioni (problema del 2° ordine), il creep del calcestruzzo aumenta le deformazioni dovute ai carichi permanenti e, quindi, la eccentricità del carico assiale e riduce, a parità di condizioni, la capacità portante dell'asta snella.

2.5. Fatica

E' noto che la resistenza di un materiale, soggetto a sollecitazioni dinamiche diminuisce rispetto alla resistenza determinata con un carico applicato staticamente. Nelle prove di laboratorio la legge temporale del carico ciclico è sinusoidale; per descrivere il ciclo di carico occorrono due parametri, o il valore massimo e minimo delle tensioni, oppure il valore medio e la semiampiezza.

Se la tensione massima è sufficientemente bassa per poter considerare lineare il legame σ - ϵ si è nel campo della fatica propriamente detta « high cycle fatigue » che interessa nelle costruzioni di macchine, di veicoli e nelle costruzioni civili nel caso di verifiche sotto carichi di servizio ripetuti un gran numero di volte.

Se la tensione massima è tanto elevata da interessare la zona non lineare del diagramma σ - ϵ si è nel campo della « low cycle fatigue », o « fatica plastica », che riguarda problemi relativi alle costruzioni navali, alle cabine pressurizzate degli aerei e, nel campo delle costruzioni civili, al comportamento prodotto dalle azioni sismiche.

Per quanto riguarda la fatica propriamente detta, il comportamento di un materiale ai carichi ripetuti è descritto dalle curve di Wohler, nelle quali si riportano in ordinate le tensioni massime di un ciclo di tipo prefissato (sollecitazione alternata, ripetuta, pulsante) ed in ascisse il numero di cicli di rottura. Adottando scale logaritmiche per entrambi gli assi, le curve si presentano formate da due segmenti, il primo inclinato ed il secondo parallelo all'asse delle ascisse.

La tensione corrispondente al tratto orizzontale è detta « limite di fatica ». Se la tensione massima effettiva è inferiore al limite di fatica, il materiale può sopportare un numero illimitato di cicli di carico. Se la tensione massima è superiore al limite di fatica, la durata della vita del materiale è espressa dal corrispondente valore del numero di cicli, ricavato dalla curva di Wohler.

Questa informazione è valida se, durante le n ripetizioni, le tensioni massime e minime dei cicli restano costanti. Se, come accade di frequente, i cicli applicati hanno ampiezze diverse, si adotta la teoria del danneggiamento cumulativo di Palmgren e Miner espressa dalla relazione

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1$$

in cui n_i è il numero dei cicli effettivamente applicati con tensioni massime S_i ed N_i è il numero di cicli che, in corrispondenza della medesima S_i , determinerebbero la rottura del materiale.

Informazioni e riferimenti sul problema della fatica sono dati nell'Allegato f del Model Code 78.

Non viene invece trattato il problema della fatica plastica, al quale si fa qui un breve cenno, per includere nella lista dei fenomeni pericolosi il deterioramento del materiale sotto carichi ripetuti di forte intensità.

Terminata l'elencazione degli stati limite ultimi, consideriamo in dettaglio le modalità di collasso per rottura delle sezioni critiche, del punto 2.2., distinguendole in base alle caratteristiche di sollecitazione che le producono.

a) in presenza di sollecitazioni normali (N, M)

- a.1) schiacciamento del calcestruzzo
- a.2) snervamento dell'acciaio

b) in presenza di sollecitazioni tangenziali

- b.1) per quanto riguarda il collegamento fra il calcestruzzo e le armature: perdita di aderenza, sfaldamento di ancoraggi
- b.2) nel caso di flessione e taglio
 - b.2.1) schiacciamento del calcestruzzo delle bielle compresse.
 - b.2.2) snervamento delle armature trasversali
 - b.2.3) rottura del calcestruzzo per lesioni oblique nel caso di assenza o di percentuale molto bassa di armatura trasversale

b.3) nel caso di torsione

- b.3.1) schiacciamento del calcestruzzo delle eliche compresse
- b.3.2) snervamento delle armature longitudinali
- b.3.3) snervamento delle armature trasversali

b.4) nel caso di piastre soggette a carichi localizzati su aree limitate (collegamenti fra piastra e pilastro): distacco per punzonamento di un tronco di cono di calcestruzzo, la cui direttrice è il contorno dell'area caricata e le cui generatrici sono inclinate sul piano della piastra di un angolo generalmente compreso fra 30° e 35°.

3. LA MISURA DELLA SICUREZZA

3.1. Il metodo S.P.S.L.

Sono ben noti gli aspetti salienti del metodo S.P.S.L. dal punto di vista della filosofia della sicurezza. Le grandezze aleatorie (azioni, resistenze), descritte da funzioni di densità di probabilità di cui sono noti la legge di variazione, il valor medio, lo scarto quadratico medio, intervengono nel procedimento semi-probabilistico tramite le grandezze caratteristiche.

Precisamente il carico caratteristico è il frattile 95% e la resistenza caratteristica è il frattile 5% delle rispettive distribuzioni gaussiane.

Quindi

$$F_K = F_M + 1,64 \delta_F$$

$$R_K = R_M - 1,64 \delta_R$$

Per realizzare, o, quantomeno, approssimare il risultato ottenuto dalla impostazione probabilistica rigorosa, quello cioè di avere probabilità di collasso dell'ordine di 10^{-5} - 10^{-7} , le curve di distribuzione delle azioni e delle resistenze vanno distanziate in modo opportuno, introducendo i coefficienti parziali γ_i , moltiplicatori dei carichi, e γ_m , divisori delle resistenze.

I coefficienti γ_i vengono poi ulteriormente frazionati nei coefficienti γ_b , γ_p , γ_a relativi ai carichi permanenti, alla precompressione e ai carichi accidentali, nei coefficienti di combinazione ψ_{0i} e nel coefficiente $\gamma_{fs} \approx \frac{\gamma_f}{\gamma_{fi}}$ che interviene nel caso di analisi non lineare.

I coefficienti γ_m si distinguono in γ_c per il calcestruzzo e γ_s per l'acciaio.

I valori di γ_c e di γ_s sono funzione delle caratteristiche dei controlli di qualità: $\gamma_c = 1,5$ se si adottano rigorosamente i criteri di controlli di accettazione del calcestruzzo e $\gamma_s = 1,15$ per gli acciai controllati in stabilimento. Ciò premesso vengono brevemente richiamate le formule principali, che traducono quanto ora esposto, sia per quanto riguarda le sollecitazioni di calcolo che per quanto riguarda le resistenze di calcolo, la cui espressione dipende dallo stato limite di resistenza considerato.

L'espressione simbolica della verifica agli stati limite ultimi è

$$S_{act,d} \leq R_d$$

in cui

$S_{act,d}$ è la sollecitazione agente di calcolo

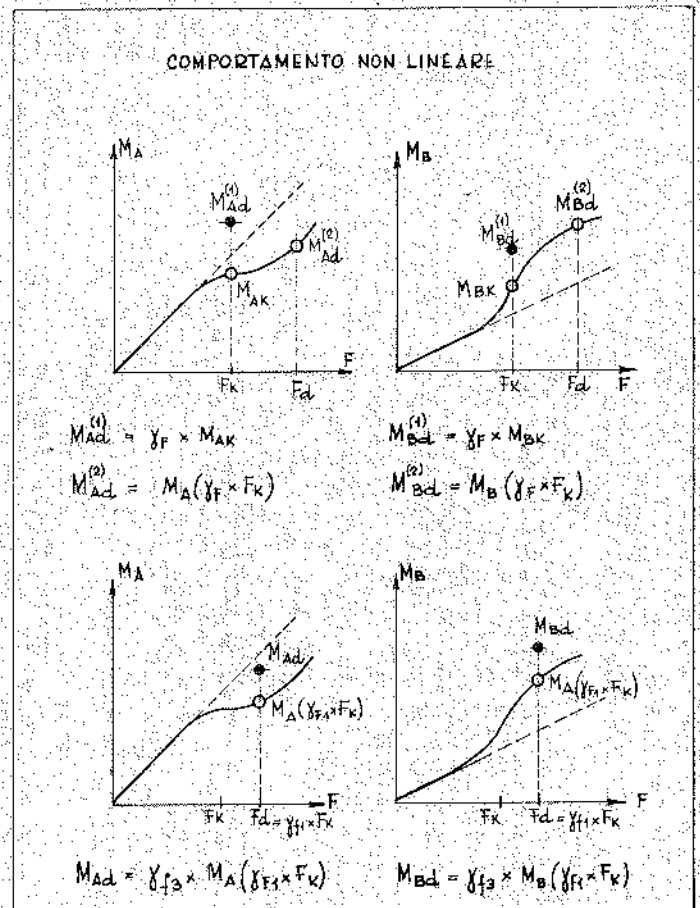
R_d è la resistenza di calcolo.

Nelle verifiche di resistenza questa è la formulazione più conveniente, ma nei casi in cui si esegue una verifica globale (trasformazione in meccanismo di piastre, col metodo delle linee di rottura, instabilità di strutture snelle) il confronto viene fatto anche a livello di forze;

$$F_{act,d} \leq F_{res,d}$$

Detta F_K la generica azione caratteristica, $(\psi_0 F_K)$ rappresenta il valore di combinazione e $(\gamma_f \psi_0 F_K)$ l'azione di calcolo. Quindi la precedente espressione della sollecitazione di calcolo si scrive:

$$S_{act,d} = S [(\gamma_f \psi F_K)_1, \dots, (\gamma_f \psi F_K)_n, \dots]$$



1 - Quando il legame fra le forze (F) e le componenti di sollecitazione (M) è del tipo non lineare, la applicazione del coefficiente parziale dei carichi γ_f alla forza caratteristica F_K conduce alla forza di calcolo F_d e, quindi, di momenti $M_{Ad}^{(1)}$ ed $M_{Bd}^{(1)}$, mentre, applicando γ_f di momenti caratteristici M_{AK} ed M_{BK} si perviene ai momenti $M_{Ad}^{(2)}$ ed $M_{Bd}^{(2)}$, diversi dai precedenti. Il CEB suggerisce in questi casi di dividere il coefficiente γ_f in due parti, la prima da applicare al carico caratteristico $(\gamma_{fi} \times F_K)$ e la seconda da applicare al corrispondente « effetto del carico ».

Nel caso di analisi lineare, le sollecitazioni caratteristiche S_K sono proporzionali alle azioni caratteristiche F_K e si può scrivere anche:

$$S_{act,d} = (\gamma_f \psi S_{FK})_1 + \dots + (\gamma_f \psi S_{FK})_n, \dots$$

Invece, nel caso di analisi non lineare ([2] v. fig. 1), può essere opportuno suddividere il coefficiente γ_f nei coefficienti γ_{fi} e γ_{fs} :

$$S_{act,d} = \gamma_{fs} S [(\gamma_{fi} \psi F_K)_1, \dots, (\gamma_{fi} \psi F_K)_n, \dots]$$

Con riferimento alla formulazione generale

$$S_{act,d} = S [(\gamma_f \psi F_K)_1, \dots, (\gamma_f \psi F_K)_n, \dots]$$

valgono le seguenti due espressioni, la prima relativa alla combinazione fondamentale dei carichi, la seconda alla combinazione accidentale:

$$S_d = S \{ \gamma_b G + \gamma_p P + \gamma_a [Q_{ik} + \sum_{i=1}^n (\psi_{0i} Q_{ik})] \}$$

in cui γ_g , γ_p , e γ_q sono i coefficienti parziali γ_i relativi, rispettivamente, alle azioni permanenti, alla precompressione, alle azioni variabili,

P è il valore rappresentativo della forza di precompressione

Q_{ik} è l'azione variabile di base della combinazione studiata.

Combinazione accidentale:

$S_d = S(F_a + \gamma_g G + \gamma_p P + \text{ogni azione } Q \text{ probabile})$
in cui F_a è l'azione accidentale, definita come tale dalla normativa.

A sua volta la resistenza di calcolo della sezione dipende dalle resistenze caratteristiche del calcestruzzo R_{ck} e dell'acciaio R_{sk} , ognuna divisa per il suo coefficiente parziale γ_m , nonché dello stato limite considerato.

$$R_d = \text{funzione} \left(\frac{R_{ck}}{\gamma_c}, \frac{R_{sk}}{\gamma_s}, \text{stato limite ultimo di resistenza} \right)$$

Nel caso della sollecitazione composta di pressione e flessione la condizione di sicurezza esprime che il vettore della sollecitazione appartiene al dominio della resistenza di calcolo, definito nel piano delle sollecitazioni:

$$\left\{ \begin{matrix} N_d \\ M_d \end{matrix} \right\} \in \Omega_d \left(\frac{R_{ck}}{\gamma_c}, \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \right)$$

Ai fini di un successivo confronto con il metodo T.A. è opportuno richiamare le ipotesi su cui si basa il calcolo dello stato limite ultimo di resistenza sotto sollecitazioni normali:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza fra calcestruzzo e acciaio;
- la resistenza a trazione del calcestruzzo è trascurata;
- diagramma σ - ϵ del calcestruzzo: parabola-rettangolo
 $\epsilon_{c,max} = 3,5\%$ nella flessione semplice e composta
 $\epsilon_{c,max} = 2\%$ nella pressione centrata;
- diagramma σ - ϵ dell'acciaio elastico-perfettamente plastico
 $\epsilon_{s,max} = 10,0\%$.

Considerando lo stato limite ultimo di resistenza allo sforzo di taglio, l'espressione simbolica

$$S_d \leq R_d$$

diventa:

- in assenza di armatura trasversale:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

in cui:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd1} K (1 + 50 \rho_1) b_w d$$

con τ_{Rd1} : tensioni tangenziali assegnate dalle norme in funzione di f_{ck}

$$K = (1,6 - d) \leq 1 \text{ (d in metri)}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \geq 0,02$$

- in presenza di armature trasversali:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,30 f_{cd} b_w d$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} =$$

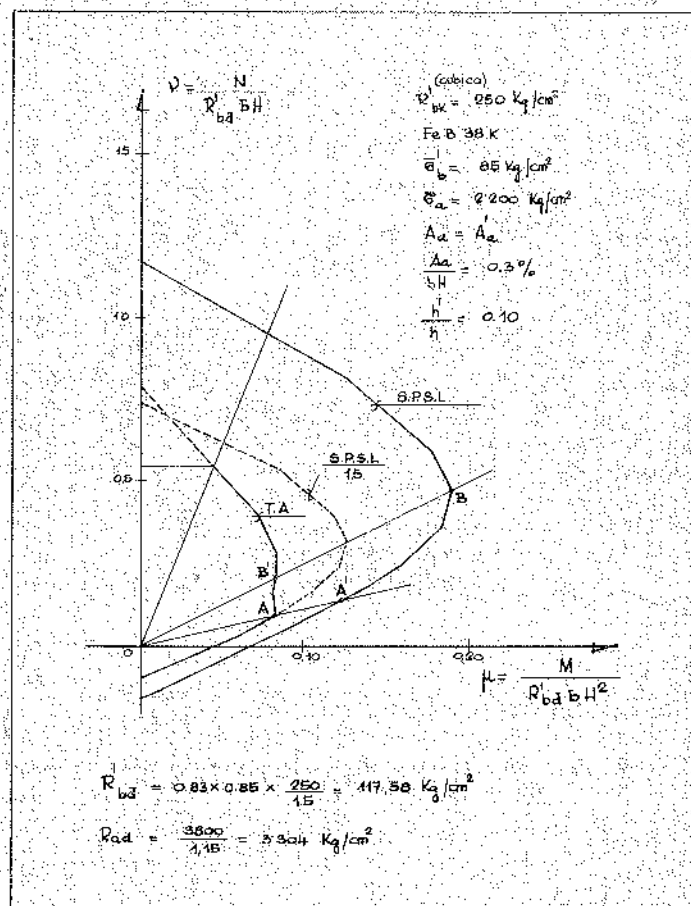
$$= \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} (1 + \text{ctg } \alpha) \sin \alpha + 2,5 \tau_{Rd} b_w d$$

V_{Rd2} , V_{wd} , V_{cd} sono determinati in base al modello del traliccio isostatico di Morsch,

α è l'inclinazione delle armature trasversali rispetto alla linea media della trave.

3.2. Il metodo delle T.A.

Il metodo si avvale, attualmente, delle grandezze caratteristiche dei carichi (D.M. 3 ottobre 1978) e delle resistenze (D.M. 16 giugno 1976) al pari degli altri metodi della impostazione semiprobabilistica. Utilizza due differenti coefficienti divisorii delle resistenze (del tipo cioè dei γ_m), di cui quello del calcestruzzo è variabile con il valore della R_{ck} , coefficienti che, peraltro, sono inclusi nelle relazioni che forniscono le tensioni ammissibili. Entrambi i coefficienti, sia γ_c che γ_s , svolgono anche il ruolo di coefficienti γ_i .



2 - Sul piano v , μ sono riportate le curve di interazione relative, rispettivamente: a) al metodo S.P.S.L. nella versione M.C. 78, oppure C.N.R. 78, diverse da quelle del D.M. 16.7.76; b) al metodo S.P.S.L., dividendo le coordinate del caso a) per $\gamma_F = 1,5$ in modo da poter confrontare la curva di interazione così ottenuta con quella del metodo della T.A.

In effetti, date le leggi costitutive lineari ipotizzate per entrambi i materiali, è la ipotesi del calcestruzzo teso non reagente, che mantiene la sezione resistente costante per tutto il campo di variazione delle tensioni, tutti i diagrammi carichi-effetti dei carichi, effetti dei carichi-tensioni, sono lineari e passano per l'origine (diretta proporzionalità) cioè che è requisito indispensabile per la misura della sicurezza in termini di tensioni.

Le tensioni che vengono così calcolate, associando i carichi di servizio alle sezioni totalmente fessurate, sono puramente convenzionali e servono solo per il confronto con una opportuna frazione del carico di rottura del calcestruzzo e di quello di snervamento dell'acciaio.

Per quanto riguarda la pressione e flessione, vengono assunte le seguenti ipotesi:

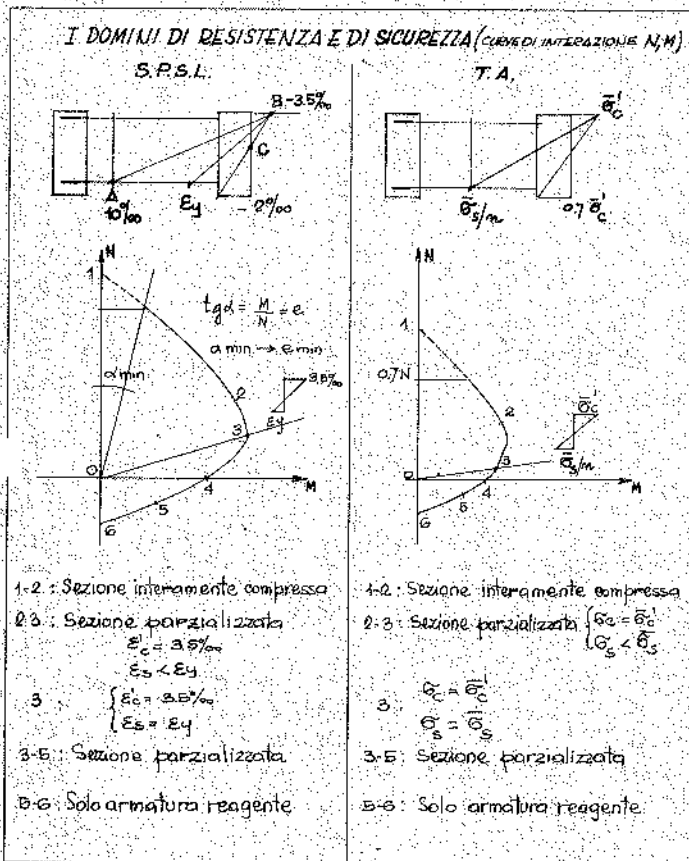
- conservazione delle sezioni piane,
- perfetta aderenza fra calcestruzzo ed acciaio,
- la resistenza a trazione è trascurata,
- diagramma $\sigma-\epsilon$ lineare del calcestruzzo,
- diagramma $\sigma-\epsilon$ lineare dell'acciaio.

Giova riportare sul piano delle sollecitazioni N, M i domini ammissibili del metodo T.A., in analogia ai domini di resistenza del calcolo a rottura, per mettere in evidenza analogie e differenze tra le due famiglie di domini (figg. 2, 3).

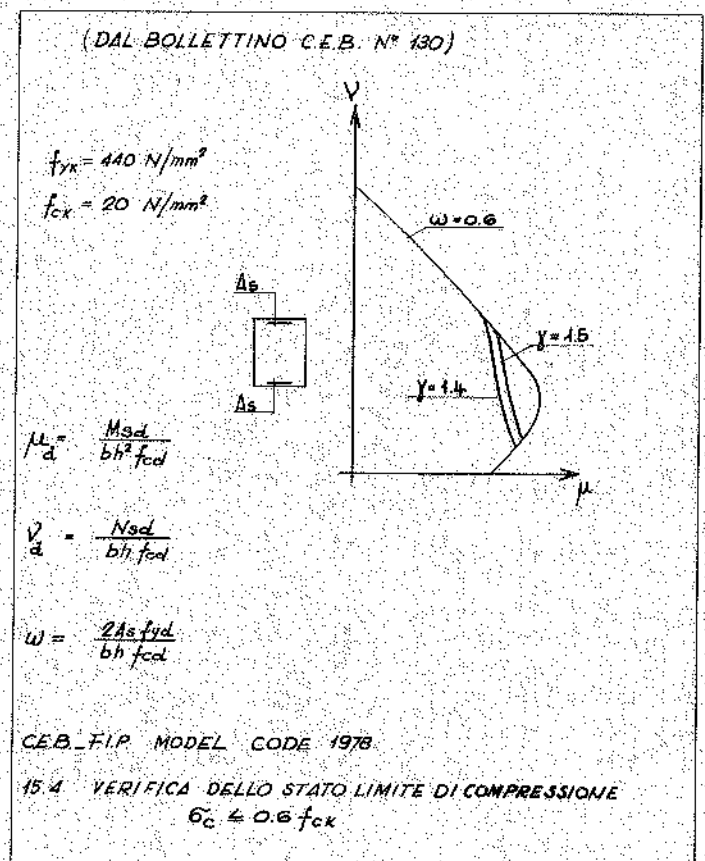
Si ricorda, infine, che le verifiche agli stati limite di utilizzazione possono imporre alle sezioni condizioni più stringenti di quelle relative agli stati limite ultimi. La fig. 4 mostra l'influenza dello stato limite di fessurazione longitudinale per compressione sulla estensione di una curva M, N.

Per quanto riguarda la flessione ed il taglio, gli sforzi nelle armature trasversali sono determinati mediante il traliccio isostatico di Mörsch. Resta escluso il contributo del calcestruzzo al taglio interno dovuto alle armature disposte nell'anima.

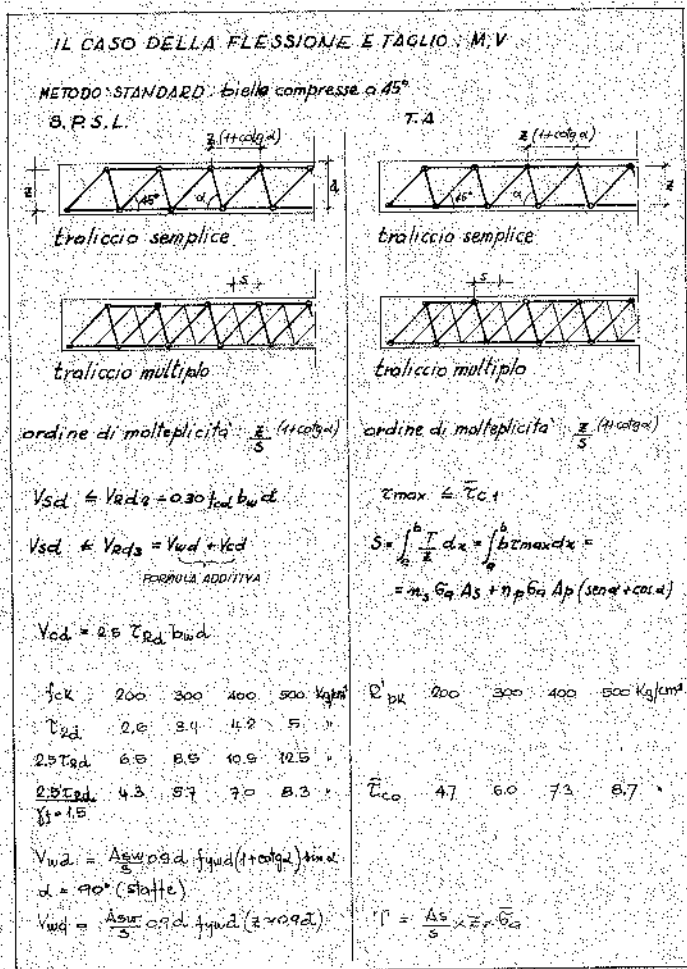
Va peraltro ricordato che il regolamento prussiano del c.a. del 1907 conteneva la prescrizione in base alla quale le armature trasversali non dovevano assorbire l'intero sforzo risultante del diagramma $\frac{T}{z} = b\tau$, ma soltanto la parte $b(\tau - \tau_{b0})$ eccedente il valore $b\tau_{b0}$, in cui τ_{b0} era uguale



3 - Si confrontano i diagrammi, a partire dai quali vengono generati i punti delle due curve N, M, e gli andamenti delle curve stesse, sulle quali sono distinti i tratti corrispondenti a particolari comportamenti della sezione.



4 - Nel M.C. 78 la verifica allo stato limite di compressione è inclusa fra quelle dello stato limite di fessurazione, facendo riferimento alla fessurazione longitudinale conseguente alle compressioni. Essa consiste nel controllare che la tensione di compressione nel calcestruzzo, sotto le combinazioni dei carichi varo $(G + P + Q_{1K}) + \psi Q_{2K}$, non superi $0.6 f_{ck}$. Sul piano ν, μ questa condizione si traduce in una limitazione della estensione della curva N, M.



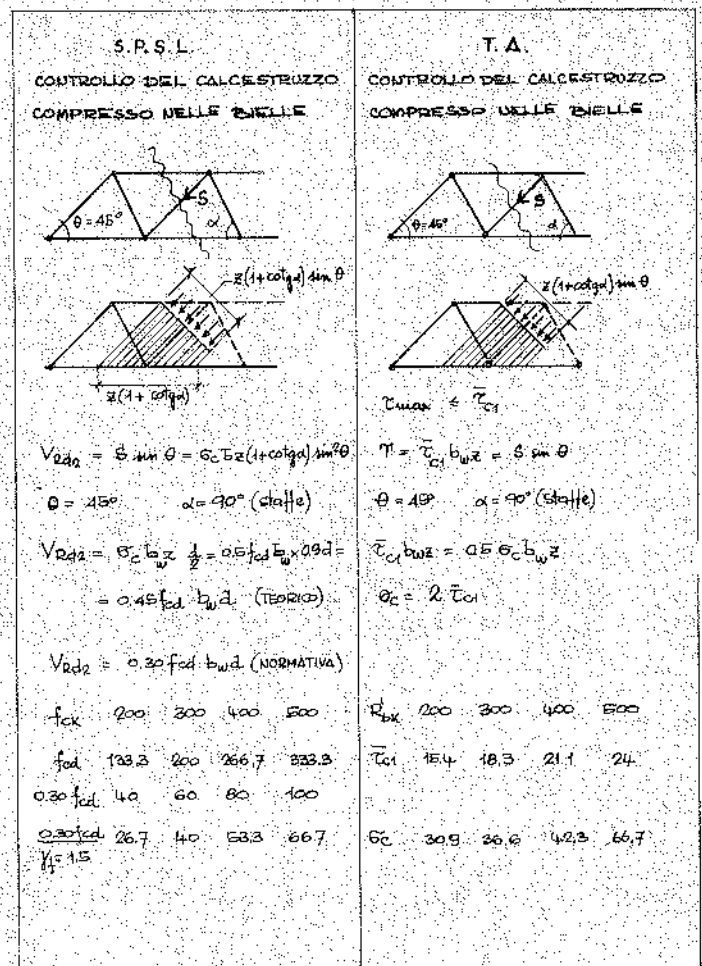
5 - Si confrontano i modelli di calcolo per il metodo Standard, considerando sia il metodo S.P.S.L. sia quello delle T.A. Si vede anche che i valori di $\frac{2.5}{1.5} \tau_{rd}$ sono dell'ordine delle τ_{c1} .

a 4,5 kg/cm². Mörsch aveva successivamente escluso questo metodo, stabilendo che, per $\tau > \tau_{bo}$, lo sforzo risultante dell'intero diagramma $\frac{T}{z} = \tau b$ dovesse essere affidato alle armature al taglio.

Invece negli U.S.A. il criterio di attribuire in ogni caso una parte del taglio al calcestruzzo si è mantenuto invariato sino ad oggi.

La formula additiva $V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$ del Model Code ripristina quindi un antico criterio, che risulta peraltro più razionale nell'ambito del calcolo a rottura. Va anche rilevato che le regole sulle disposizioni costruttive richiedono una armatura trasversale, che talora supera quella richiesta dal calcolo.

In effetti nel campo dei modelli di calcolo per gli stati limite ultimi di resistenza, le ipotesi del metodo T.A. e quelle del metodo S.P.S.L. presentano non poche analogie. La circostanza non è casuale: l'adattamento al c.a. del metodo delle T.A. ha richiesto non solo nel caso di N, M ma anche di M, T e di torsione di utilizzare schemi



6 - Si completa il confronto considerando le bielle compresse dell'anima. Nel metodo T.A. il controllo delle compressioni nelle bielle oblique è implicito nell'altro controllo esplicitamente richiesto fra τ e la τ_{c1} , in quanto $\sigma_c = 2 \tau_{c1}$ (staffe verticali), che risulta sempre minore del valore ammissibile.

di calcolo fisicamente realizzabili molto più in vicinanza dei carichi di collasso che non di quelli di esercizio (figg. 5, 6, 7).

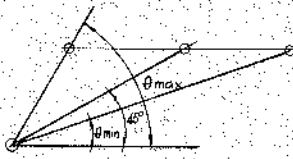
Più rilevanti appaiono a tutt'oggi gli sviluppi nel campo dell'instabilità e dell'analisi non lineare delle strutture iperstatiche, con la messa a punto di nuovi metodi sia esatti che approssimati.

Per quanto riguarda lo stato limite ultimo di instabilità, nel caso di una singola asta snella è possibile costruire sul piano N, M delle curve di interazione modificate in modo da tenere conto della influenza della snellezza.

Su tali diagrammi si possono mettere in evidenza tre sottodomini, caratterizzati, rispettivamente, da tre modi di crisi possibili, due di resistenza, in presenza di momenti amplificati per effetti del 2° ordine, e uno di instabilità senza biforcazioni (fig. 8).

Tenuto conto della notevole laboriosità dell'analisi, a causa della duplice non linearità, quella dei materiali costitutivi e quella geometrica, risultano di particolare utilità tre metodi approssimati:

METODO AFFINATO PER IL TAGLIO E LA TORSIONE



$$\frac{1}{5} \leq \cotg \theta \leq \frac{5}{3}$$

$$\sim 30^\circ \leq \theta \leq \sim 60^\circ$$

TAGLIO

$$V_{ed2} = 0,30 f_{cd} b_w d \sin 2\theta \quad (M. st. 0,30 f_{cd} b_w d)$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{yd} (\cotg \theta + \cotg \alpha) \sin \alpha$$

$$\text{Per } V_{ed} \leq 2,5 \tau_{rd} b_w d \quad V_{ed} = 2,5 \tau_{rd} b_w d$$

$$\text{Per } V_{ed} \geq 7,5 \tau_{rd} b_w d \quad V_{ed} = 0$$

Per valori intermedi V_{ed} è determinato per interpolazione lineare.

TORSIONE

Compressione delle pareti $T_{rd1} = 0,50 f_{cd} A_{ef} h_{ef} \sin 2\theta$

Staffe: $T_{rd2} = T_{ef,d} + T_{cd}$

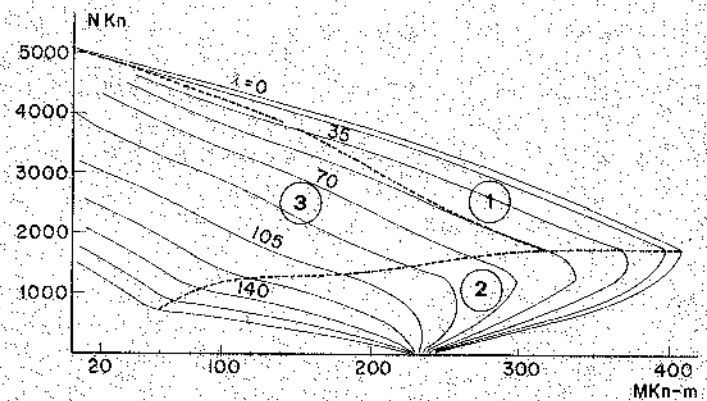
$$T_{ef,d} = \frac{A_s}{s} 2A_{ef} f_{yd} \cotg \theta$$

per $T_{ed} \leq 5 \tau_{rd} A_{ef} h_{ef}$: $T_{cd} = 5 \tau_{rd} A_{ef} h_{ef}$

per $T_{ed} \geq 15 \tau_{rd} A_{ef} h_{ef}$: $T_{cd} = 0$

per valori intermedi interpolazione lineare.

$$\text{Armatura longitudinale: } T_{rd3} = \frac{A_l}{s} 2A_{ef} f_{yd} \cotg \theta$$



calcestruzzo c40 acciaio s400 (1) = 1, 3 $A_s = A_s = 2080 \text{ mm}^2$

8 - Curve di interazione di un pilastro snello per varie snellezze. I sotto-domini 1, 2, 3 sono caratterizzati, rispettivamente, dalla crisi per schiacciamento del calcestruzzo, per snervamento dell'acciaio e per instabilità anelastica.

Il pregio del metodo è quello di fornire una soluzione completa del problema, ma ciò richiede una notevole mole di calcolo.

Il secondo metodo risulta sensibilmente semplificato dalla introduzione di tre ipotesi:

- diagramma trilineare M/ψ ,
- rotazioni anelastiche concentrate nelle sezioni critiche mentre la restante struttura resta in campo elastico,
- calcolo riferito direttamente allo stato limite ultimo, senza passare per fasi di carico intermedio.

Il metodo ha dato luogo ad una interessante interpretazione in termini di problema di programmazione quadratica [3] che consente la sua generalizzazione a strutture particolarmente complesse.

4. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Dalla disamina precedente è emerso che il metodo delle T.A. condivide con il metodo S.P.S.L. diverse ipotesi per quanto riguarda le verifiche agli stati limite di resistenza.

Anche l'impostazione semiprobabilistica, almeno per quanto riguarda l'impiego dei frattili 5% inferiori e superiori, è diventata praticamente comune ai due metodi.

Le differenze più rilevanti riguardano l'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza e l'introduzione dei metodi di analisi non lineare nella trasformazione dei « carichi » in « effetti dei carichi » nel caso di strutture iperstatiche e/o di strutture snelle.

7 - Il metodo affinato unifica l'approccio del taglio e della torsione ed accetta inclinazioni della biella compressa diverse da 45°.

- il metodo della colonna modello
- il metodo dell'equilibrio
- il metodo del momento complementare.

Per quanto riguarda l'analisi non lineare delle strutture iperstatiche essa è sostanzialmente basata sulle condizioni di equilibrio e di compatibilità delle deformazioni, tenendo conto delle caratteristiche flessionali non lineari degli elementi componenti, talora sostituendo alle curve delle spezzate trilatere o anche bilatere.

Attualmente i metodi fondamentali sono due:

- l'analisi al passo
- il metodo delle rotazioni imposte.

Il primo è un metodo di simulazione numerica del comportamento della struttura iperstatica sotto carichi gradualmente crescenti, analogo al comportamento sperimentale durante una prova di carico.

BIBLIOGRAFIA

- G. Pizzetti, F. Levi: Nuovi orientamenti di Scienza delle Costruzioni. Parte I: L'equilibrio elasto-plastico. Parte II: Il cemento armato precompresso. VIVI editoriale, Milano, 1947.
- C.E.B. Bulletin d'Information N. 101. Structures hyperstatiques. Juillet 1974.
- O. De Donato, G. Maier: Mathematical programming methods for the inelastic analysis of reinforced concrete frames allowing for limited rotation capacity. Ist. Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Politecnico Milano. Ted. Ref. 484 47, 1970.

Materiali: il conglomerato

Relazione del Prof. Remo Calzona

1. INTRODUZIONE

Il tema del convegno mi impone di parlare della evoluzione dei codici relativamente al conglomerato.

Per rispondere al tema affidatomi mi riferirò, per il passato, alla evoluzione della normativa italiana.

La nascita del cemento armato, ad opera di geniali pionieri, può datarsi verso la metà del secolo diciannovesimo.

Nella seconda metà del secolo si ha, inizialmente, l'epoca dell'empirismo e delle applicazioni senza una approfondita base scientifica, e successivamente quella delle esperienze e degli studi, che danno luogo alle basi di quella teoria del cemento armato, metodo «n» o «metodo delle tensioni ammissibili», che a tutt'oggi continua a mostrare la propria validità.

Agli inizi del 1900 il cemento armato risulta così diffuso che inizia l'epoca dei codici.

Si hanno nel 1903 il regolamento Svizzero, nel 1904 quello Tedesco, nel 1906 le istruzioni Francesi.

In Italia nel maggio 1906 la «Associazione Italiana per gli studi sui materiali da costruzione» approvava «Le prescrizioni normali per la esecuzione delle opere in cemento armato» divenute poi governative con D.M. del 10 gennaio 1907.

Questa è la data di nascita della normativa italiana per le opere in cemento armato.

In realtà questa normativa era stata preceduta dalle «Prescrizioni Speciali da adottarsi dalla città di Torino» preparate, sotto la guida di Camillo Guidi, dalla Società degli Ingegneri ed Architetti di Torino nel marzo 1903

ed adottata anche dalle amministrazioni provinciali di Ferrara e Ravenna.

Camillo Guidi presiedeva anche le commissioni citate dall'associazione per gli studi sui materiali e quella ministeriale.

A tale prima normativa seguivano altre stesure nel 1927, 1933, 1939 che a questa iniziale possono accomunarsi per impostazioni e contenuti.

2. L'EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA ITALIANA

La normativa del 1907 è basata sul concetto che la sicurezza di un'opera in cemento armato è garantita da una buona esecuzione, piuttosto che dalla valutazione della resistenza dei materiali, in particolare del conglomerato, che è ipotizzata essere una grandezza deterministica.

Tale filosofia è chiaramente esposta nelle prescrizioni generali della norma, che recitano:

«Nel progetto saranno indicate con precisione le qualità e proprietà dei materiali da impiegarsi, la dosatura del conglomerato, la modalità di costruzione, del disarmo e del collaudo.

La qualità e proprietà dei materiali, quando venga richiesto, saranno comprovate da certificati rilasciati da laboratori ufficiali.

Il carico di sicurezza del conglomerato, a compressione semplice non supererà 1/5 del carico di schiacciamento a 28 giorni di maturazione, da indicarsi nel progetto, ed, a richiesta, da comprovarsi con un certificato di un laboratorio ufficiale.»

Si osserva come le prove per valutare la resistenza del conglomerato, dovessero eseguirsi solo « a richiesta » ossia normalmente era considerato superfluo controllare la resistenza del conglomerato.

Questa impostazione, per il conglomerato, indirizza la norma:

a) a stabilire rigorose prescrizioni per ciò che riguarda la composizione del conglomerato, la qualità dei suoi componenti, in particolare i cementi, le modalità di confezionamento e messa in opera.

La classica composizione per 1 m³ di conglomerato costituita da 300 Kg di cemento, 0,8 m³ di ghiaia e 0,4 m³ di sabbia, è prescritta dalla norma;

b) a rendere minime le prove sul conglomerato indurito, considerandole più come prove di controllo del confezionamento, che come strumento per definire le caratteristiche di resistenza e comportamento del conglomerato ai fini di valutare la sicurezza dell'opera.

Quanto sopra giustifica perché i tassi di lavoro del conglomerato siano fissati nelle Norme dal 1907 al 1939 non tanto in funzione della resistenza misurata, ma piuttosto della composizione del conglomerato come si deduce dalla fig. 1, in cui sono riassunte le prove per il conglomerato indurito e le tensioni ammissibili.

Come si può osservare, il numero di prove è sempre estremamente ridotto, nelle norme del 1907 una sola prova, in quelle successive la resistenza viene definita come resistenza media su quattro campioni. Le tensioni ammissibili sono fissate o come valori assoluti, in relazione al tipo di sollecitazione, indipendenti dalla resistenza, o come frazione costante della resistenza cubica misurata.

E' caratteristico come le tensioni ammissibili siano date in funzione del tipo di cemento usato per l'impasto.

Ad esempio nella Norma del 1927, per la flessione la $\bar{\sigma}_c$ passa da 40 kg/cm² per cemento cosiddetto normale, a 50 per quello ad alta resistenza.

Nella normativa del 1939, questa logica, se viene attenuata per la definizione delle tensioni ammissibili con l'introduzione di una funzione delle resistenze, viene d'altro conto esasperata, perché, anche le caratteristiche di deformabilità, attraverso il numero n, vengono definite in relazione al tipo di cemento:

n = 10 per cemento normale

n = 8 per cemento ad alta resistenza

n = 6 per cemento alluminoso.

Oltre alla prova a compressione, nessun altro tipo di prova e nessuna altra indicazione, relativa alle caratteristiche di resistenza o deformabilità del conglomerato indurito, viene richiesta.

Nel 1972 finisce il lungo regno delle Norme del 1939, che era stato accompagnato nel dopoguerra, da varie circolari relative al cemento armato precompresso.

In questo lungo intervallo di tempo la continua ricerca per una più attenta e corretta valutazione della sicurezza delle strutture in cemento armato, sia nelle condizioni di resistenza ultima che nelle condizioni di servizio ha portato ad approfonditi studi ed a notevoli progressi nel

NORME 1907	$R > 150$ $\bar{\sigma} = \frac{R}{5}$ $n = 10$	$E_c = 200'000 \text{ Kg/cm}^2$	$\tau = 0$
NORME 1927	$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^4 R_i}{4}$ $\bar{\sigma} = \frac{\bar{R}}{4} < \begin{cases} 30 \text{ Kg/cm}^2 & (1) \\ 40 \text{ Kg/cm}^2 & (2) \end{cases}$ $\bar{\sigma} < \begin{cases} 40 \text{ Kg/cm}^2 & (1) \\ 50 \text{ Kg/cm}^2 & (2) \end{cases}$ $n = 10$	$R_i > 0.8 R_m$ $E_c = 150'000 \text{ Kg/cm}^2$	$\tau < 2 \text{ Kg/cm}^2$
NORME 1939	$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^4 R_i}{4}$ $\bar{\sigma}_c = \frac{\bar{R}}{4} < 40 \text{ Kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}_{cf} < \begin{cases} 50 \text{ Kg/cm}^2 & (1) \\ 60 \text{ Kg/cm}^2 & (2) \end{cases}$ $n = 10$	a 28 giorni $E_c = 150'000 \text{ Kg/cm}^2$	$\tau = 2 \text{ Kg/cm}^2$
NORME 1939	$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^3 R_i}{3}$ $\bar{\sigma}_c \leq \begin{cases} 35 \text{ Kg/cm}^2 & (1) \\ 45 \text{ Kg/cm}^2 & (2) \end{cases}$ $\bar{\sigma}_f \leq \begin{cases} 40 \text{ Kg/cm}^2 & (1) \\ 50 \text{ Kg/cm}^2 & (2) \end{cases}$ $\frac{\bar{R}}{3} \leq 75$ $75 + \frac{R-225}{9}$ per $\bar{R} > 225$ $n = \begin{cases} 10 & (1) \\ 8 & (2) \\ 6 & (3) \end{cases}$	oppure $\bar{\sigma}_c \leq \frac{R}{3} < 60 \text{ Kg/cm}^2$ $E_c = 200'000 \text{ Kg/cm}^2$	$\tau = \begin{cases} 4-14 \\ 6-16 \end{cases}$
NORME 1972-76-78	R'_{bk} funzione del numero delle prove $\sigma = f(R'_{bk})$ $n = 10-15$		

(1) = cemento normale; (2) cemento ad alta resistenza
(3) = cemento alluminoso

1 - Prescrizioni normative Italiane dal 1907 al 1978.

campo della valutazione della sicurezza ed in quello della conoscenza del comportamento del conglomerato.

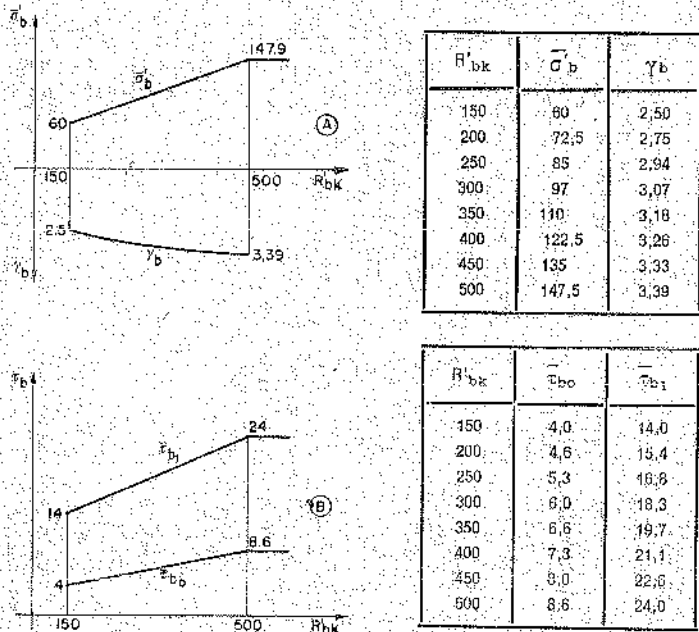
2.1. Progresso nella valutazione della sicurezza

Il progresso nella valutazione della sicurezza, che da deterministica diventa probabilistica impone che la norma tenga conto del carattere probabilistico della sicurezza e che quindi il conglomerato per ciò che riguarda i calcoli, venga individuato mediante grandezze che siano

espressioni del carattere aleatorio della resistenza e della deformabilità del materiale.

Viene pertanto introdotta nella normativa del 1972, e mantenuta in quella del 1974, 1976 e nella nuova di prossima pubblicazione, « La resistenza caratteristica », definita come il frattile di ordine 5% della distribuzione statistica delle resistenze.

E' con riferimento a questa nuova grandezza che vengono definiti, come mostrato nella fig. 2, i tassi di lavoro del conglomerato, per le tensioni ammissibili. Il primitivo valore di 30 kg/m² della Norma del 1907 arriva a 147,5. Tale innovazione sconvolge, per il conglomerato, l'imposta-



2 - Andamento della tensione ammissibile σ'_b e del coefficiente di sicurezza (A) e delle tensioni tangenziali (B) in funzione di R_{bk} secondo la normativa italiana del 1976 (Da [4]).

zione delle Norme redatte fino al 1939: base di specifica di un conglomerato non è più la composizione, ma la resistenza; i controlli passano da monte, ossia sulla miscela e sui suoi componenti (cemento, sabbia etc.), a valle ossia sul conglomerato indurito.

Il progresso di questo campo è demandato alla efficacia ed affidabilità di tali controlli, affinché la grandezza rappresentativa la resistenza del conglomerato sia sempre più quella del conglomerato messo in opera.

Su questa linea la nuova normativa italiana, ferma restando la definizione di resistenza caratteristica, introduce precise regole per il « controllo di qualità del conglomerato », avente lo scopo di accertare che la resistenza del conglomerato messo in opera abbia elevata probabilità di essere maggiore del valore fissato come base dei calcoli di stabilità.

Il controllo si articola in tre fasi:

1) Studio preliminare di qualificazione.

Serve a determinare, prima dell'inizio dell'opera, la resistenza del conglomerato, che dovrà risultare non inferiore a quella richiesta dal progettista.

2) Controllo di accettazione.

Riguarda il controllo del conglomerato durante l'esecuzione dell'opera. Serve ad accertare che il conglomerato all'atto della messa in opera, rispetti le specifiche stabilite dalla Norma, che assicurano che il conglomerato è accettabile per ciò che riguarda la resistenza caratteristica.

Il controllo viene eseguito, su ben definite quantità di conglomerato omogeneo (Lotto).

In generale la procedura di controllo è organizzata come segue:

a) per ogni 300 m³ di getto (Lotto) vanno eseguiti 3 prelievi, ogni prelievo essendo il valore medio di 2 cubetti;

b) siano $R_1 \leq R_2 \leq R_3$ le resistenze di prelievo: il controllo è positivo ed il quantitativo di conglomerato è accettato se sono rispettate le disuguaglianze:

$$R_m \geq R_{bk} + 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_1 \geq R_{bk} - 35 \text{ kg/cm}^2$$

in cui R_m è la resistenza media dei prelievi, R_{bk} è la resistenza caratteristica fissata dal progettista come base dei calcoli statici.

3) Prove complementari.

Sono prove da eseguire, se necessario, a completamento dei precedenti controlli.

2.2. Nuove conoscenze sul comportamento del conglomerato

I risultati delle ricerche sul comportamento del conglomerato sotto l'azione dei carichi o per stati di coazione, obbligano inoltre la Nuova Normativa a dare ulteriori prescrizioni che permettano di valutare: la resistenza a trazione, il modulo di elasticità (di Young), il coefficiente di Poisson, il ritiro, le deformazioni viscosi.

Con l'introduzione del metodo degli stati limite aumentano le indicazioni: vengono definiti i diagrammi delle tensioni a rottura e gli allungamenti limite.

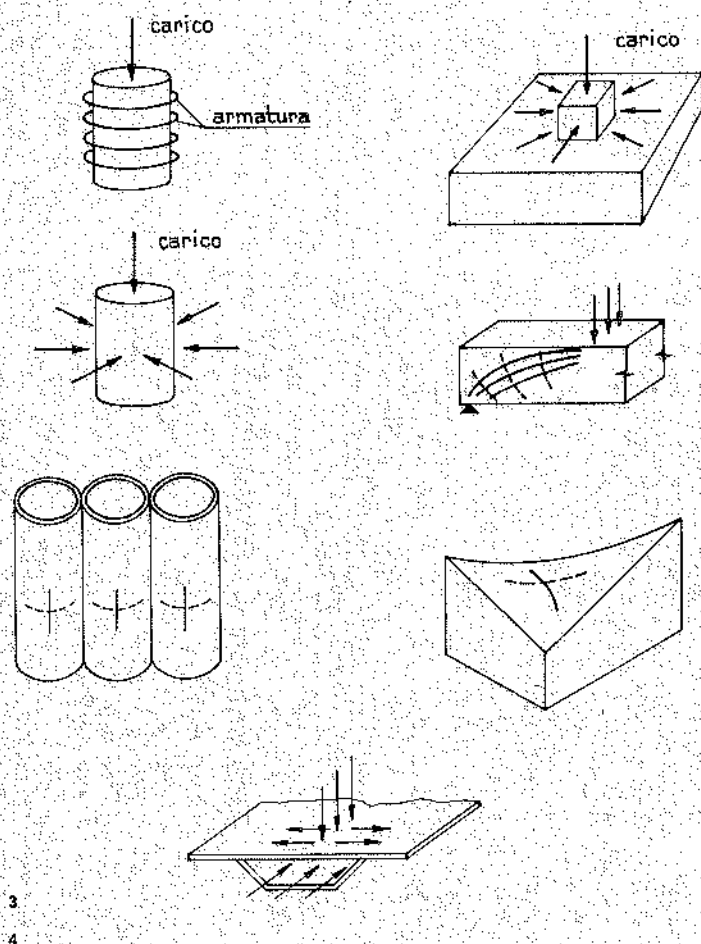
3. STATI DI TENSIONE COMPOSTA

Il progetto delle strutture in conglomerato è oggi, secondo quanto stabilito dalle normative in vigore, basato su caratteristiche di resistenza e deformabilità dedotte da prove standard di compressione semplice e, raramente, di trazione.

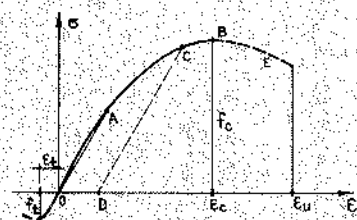
Ciò perché, oltre alla difficoltà di eseguire prove correnti per stati di tensione composta, lo stato tensionale che la normativa impone di verificare è sempre quello monoassiale, anche in presenza di stati più complessi: la normativa ipotizza, cioè, come criterio di resistenza quello della tensione massima.

Perché però il progresso ottenuto nella valutazione della sicurezza strutturale mediante l'analisi probabilistica delle azioni esterne e delle resistenze non rimanga inefficace, occorre un ulteriore progresso nella valutazione della risposta del conglomerato sottoposto ai più diversi stati di tensione e deformazione, non potendo più bastare le informazioni che derivano dalle classiche prove monoassiali su provini standard.

La diffusione del metodo degli stati limite e delle tecniche di calcolo mediante elementi finiti per il progetto



3 - Esempi di stati di tensione multiassiale.



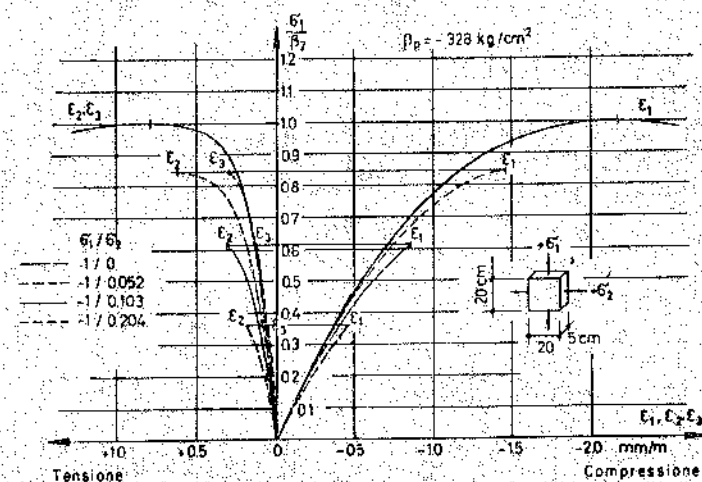
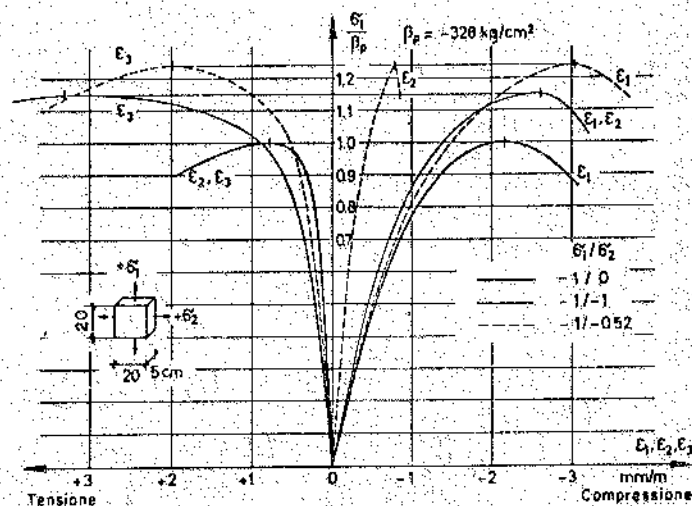
4 - Diagramma $\sigma-\epsilon$ di un conglomerato sottoposto ad una prova di compressione o trazione semplice a breve termine.

delle strutture richiede infatti la conoscenza dei legami costitutivi e della resistenza ultima del conglomerato sotto stati di tensione composta.

Stati di tensione composta si hanno (fig. 3) non soltanto nelle strutture bidimensionali o tridimensionali ma anche in quelle monodimensionali sottoposte a sollecitazioni di pressione e flessione combinate con taglio o torsione, talché può dirsi che ogni elemento strutturale è sottoposto almeno ad uno stato di tensione biassiale.

Da un punto di vista della sicurezza, il modo di procedere finora utilizzato, comporta che, in alcuni casi, il conglomerato può sopportare un carico molto maggiore della sua resistenza a compressione semplice; in altri può cedere per carichi molto minori.

Le nuove normative dovranno contenere prescrizioni che permettano di tenere conto dei benefici o dei pericoli che si hanno quando più tensioni agiscano simultaneamente,



5 - Diagrammi $\sigma_1-\epsilon_1$ del conglomerato sottoposto a compressioni biassiale (A) ed a compressione e trazione (B) (Da [6]).

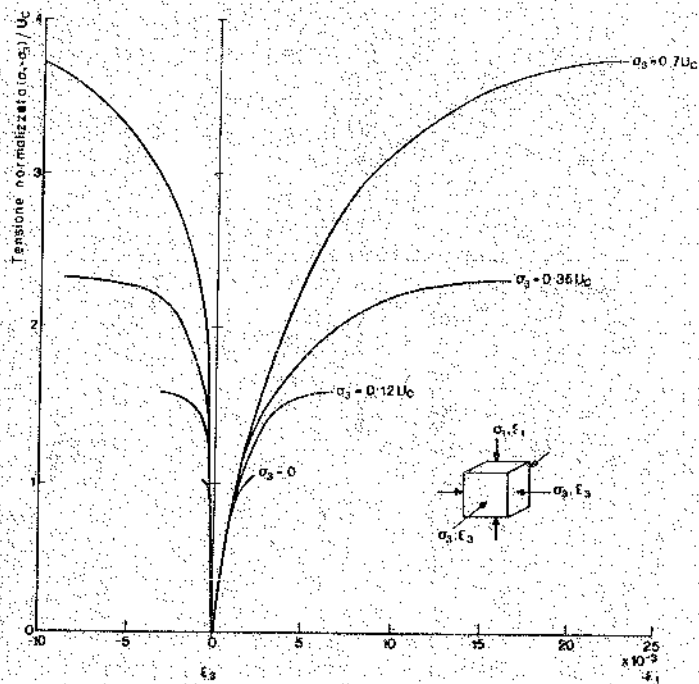
al fine di sfruttare più correttamente il conglomerato per una più efficace e sicura progettazione.

I paragrafi che seguono illustreranno questa problematica e suggeriranno alcune proposte su come affrontarlo, a livello progettuale.

3.1. Risultati sperimentali

Nel caso di uno stato di tensione monoassiale di trazione o compressione, le caratteristiche del conglomerato, per una prova a breve termine, ($\approx 10 \text{ kg/cm}^2/\text{sec}$), sono riassunte nella tipica curva $\sigma-\epsilon$ di fig. 4.

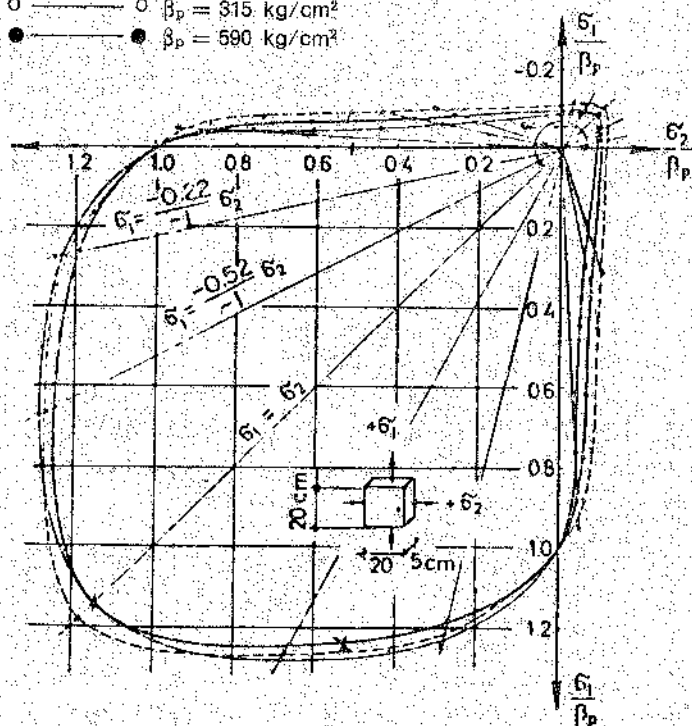
La resistenza a trazione f_t è circa 1/10 di quella a compressione f_c . Le deformazioni unitarie corrispondenti risultano $\epsilon_c \approx 0,25\%$ ed $\epsilon_t \approx 0,015\%$. Lo schiacciamento del conglomerato, è usualmente seguito da un'instabile deformazione ϵ che raggiunge valori dell'ordine $\epsilon_{cu} \approx 0,35\%$.



6 - Diagrammi normalizzati $\sigma-\epsilon$ del conglomerato sottoposto a compressione triassiale (Da [7]).

U_c = compressione semplice cilindrica.

- × ——— × $\beta_p = 190 \text{ kg/cm}^2$
- ——— ○ $\beta_p = 315 \text{ kg/cm}^2$
- ——— ● $\beta_p = 590 \text{ kg/cm}^2$



7 - Curva di interazione del conglomerato sottoposto ad uno stato di tensione biassiale (Da [6]).

β_p = compressione semplice cilindrica.

La curva $\sigma-\epsilon$ non è lineare, tuttavia per σ minore del valore $30 \div 50\%$ della tensione ultima, la curva si presenta quasi lineare (tratto OA). Sebbene si abbia una piccola deformazione permanente, il comportamento in questo intervallo di tensione, si può assumere come lineare elastico.

Aumentando il carico, comincia a svilupparsi nell'interno del conglomerato una microfessurazione e le fessure si propagano all'aumentare il carico; la deformazione (OD) associata con questo cambiamento della struttura interna del conglomerato è irrecuperabile, nello stesso modo di una deformazione plastica permanente per i metalli.

Il punto A può perciò essere considerato come il limite elastico del conglomerato.

Ad una tensione (punto C) tra il $75 \div 90\%$ del carico ultimo, grosse fessure appaiono sulla superficie del provino, queste si propagano e si interconnettono fino a che il provino si rompe separandosi in vari pezzi. Il punto B, rappresenta la tensione di rottura del materiale, l'intervallo tra B e C dipende dal tipo di carico e dalla modalità di prova.

Diminuendo la velocità di prova, B tende ad approssimarsi a C; per una prova a tempo infinito $B = C$.

Il tratto oltre B, dipende dalla macchina di prova e si ha quando si opera a incremento di deformazione costante.

Questa semplice esperienza non è adeguata a predire il comportamento del conglomerato sotto stati di tensione composta:

a) Le curve $\sigma-\epsilon$ di fig. 4 e 5, illustrano il cambiamento di comportamento del conglomerato sottoposto ad un crescente stato di tensione triassiale fig. 4, e biassiale fig. 5.

Cambia l'estensione dei vari campi di comportamento, crescono i valori della compressione massima f_c e della deformazione corrispondente ϵ_c .

Si riduce l'intervallo tra ϵ_{cu} ed ϵ_c .

b) La fig. 6, riassume i risultati sperimentali, di numerosi sperimentatori, di prove a stati di tensione multiassiale;

b1) L'applicazione di uno stato tensionale ($\sigma_2 \geq \sigma_3$), ortogonale a σ_1 , se di compressione produce un notevole aumento della resistenza a compressione σ_1 .

b2) Se almeno una delle tensioni $\sigma_3 < 0$, si ha invece una notevole riduzione della compressione σ_1 che il conglomerato può sopportare.

c) Nel caso di stato di tensione biassiale, la curva di interazione è mostrata in fig. 7.

Per compressione biassiale ($\sigma_1 \geq \sigma_2 > \sigma_3 = 0$) l'aumento di resistenza è molto modesto, circa il 25%, ed è raggiunto per il rapporto $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 0,5$ che si riduce al 15% per compressione biassiale $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$.

Per compressione-trazione ($\sigma_1 > 0, \sigma_2 = 0, \sigma_3 < 0$) la resistenza compressione decresce quasi linearmente al crescere della trazione applicata.

d) Sotto trazione biassiale ($\sigma_1 = 0, \sigma_3 \leq \sigma_2 \leq 0$) la resistenza è quasi uguale a quella di trazione semplice.

4. RESISTENZE DI CALCOLO E/O TENSIONI AMMISSIBILI PER VARI STATI DI TENSIONE

Quanto esposto precedentemente sugli stati tensionali nelle strutture e della risposta del conglomerato a stati di tensione multiassiale, richiede che se ne tenga conto al livello progettuale, quando si calcola il livello di sicurezza delle strutture.

Poiché la definizione dei livelli di sicurezza e la metodologia della loro stima è compito delle normative, appare chiaro come le future normative dovranno dettare, per il conglomerato, le prescrizioni che tengano conto da un lato degli stati tensionali effettivi e dall'altro della reale risposta del materiale.

Molti criteri sono stati proposti negli anni per descrivere il comportamento e la resistenza del conglomerato sotto qualsiasi stato di tensione, a partire dalla classica teoria di Coulomb, generalizzata da Mohr per il conglomerato, utilizzando svariate e complesse funzioni delle tensioni principali.

I criteri da usare però, nella usuale pratica progettuale, per definire le resistenze di calcolo e/o le tensioni ammissibili, non debbono essere troppo complicati in relazione ai dati sperimentali necessari per definirli, od allo stato tensionale da calcolare.

Un attento esame dei risultati sperimentali e degli studi teorici permette di stabilire dei semplici criteri che possono essere usati per giudicare la sicurezza delle strutture in conglomerato sottoposte a stati di tensione composta.

Relazioni più complicate, che tengano conto meglio del comportamento del conglomerato, possono non portare ad un risparmio nel costo della struttura, ma frequentemente riducono la capacità di giudicare la globale sicurezza strutturale.

Come è noto uno stato tensionale può essere rappresentato dalle tre tensioni principali

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$$

che potremmo chiamare maggiore (σ_1), intermedia (σ_2) e minore (σ_3). L'esame di numerose prove sperimentali e di studi, permette di affermare che: « L'influenza della tensione principale intermedia (σ_2) sulla rottura del conglomerato è piccola, tale che per molti problemi strutturali può essere ignorata ».

Questo fatto permette di rappresentare i dati di progetto in maniera semplificata e di proporre i criteri di rottura con semplici equazioni lineari rappresentabili nel piano.

Quanto segue fa riferimento formale al metodo semiprobabilistico degli stati limite, anche se le valutazioni concettuali possono valere anche per il metodo delle tensioni ammissibili.

La normativa italiana, che fa riferimento alla resistenza uniaxiale, definisce per il conglomerato, le resistenze di calcolo, mediante la relazione:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,83 R_{bk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{ck} è il valore di resistenza cilindrico caratteristico, R_{bk} quello cubico.

Il coefficiente $\gamma_c = 1,6$ tiene conto delle possibili cause che possono ridurre la resistenza del calcestruzzo in opera, rispetto a quella misurata.

Coerentemente, anche per gli stati multiassiali, le resistenze di calcolo vanno definite, dividendo quelle caratteristiche per γ_c .

Prevedendo il metodo degli stati limite, stati limite ultimi e di esercizio, i valori di calcolo verranno dati per ambedue gli stati limite.

4.1. Compressione multiassiale

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

4.1.1. Stato limite ultimo

La resistenza di calcolo da considerare per la verifica nello stato limite ultimo di una struttura vale:

$$f_{lu} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \alpha_u \sigma_3 \quad (1)$$

in cui σ_3 è la tensione principale minima: come valore va assunto il più basso probabile valore che può aversi nello utilizzo della struttura.

Per il coefficiente α_u , già nel 1928 Richart ed altri suggerivano $\alpha_u = 4,1$ ma per elevati valori di σ_3 , la (1) condurrebbe ad una sovrastima della resistenza del conglomerato.

Un valore sufficientemente conservativo, viene ritenuto essere, da vari sperimentatori [7], $\alpha_u = 3$.

In realtà la relazione tra f_{lu} e σ_3 non è perfettamente lineare come si vede in fig. 6. Se si pone, come stabilito dalla nuova normativa italiana, $\gamma_c = 1,6$ e si fa riferimento alla resistenza cubica si ha:

$$f_{lu} = \frac{0,83}{1,6} R_{bk} + 3 \sigma_3 = 0,52 R_{bk} + 3 \sigma_3 \quad (2)$$

4.1.2. Stato limite di esercizio

Gli stati limite di servizio sono quelli di fessurazione o di fatica.

Le prove sperimentali mostrano che è improbabile che si raggiungano valori di fessurazione visibile per $\sigma_{1s} \leq 0,6 f_{lu}$, pertanto una cauta definizione della tensione principale massima, per gli stati limite di servizio si ha moltiplicando per 0,6 il valore della tensione di calcolo per lo stato limite ultimo.

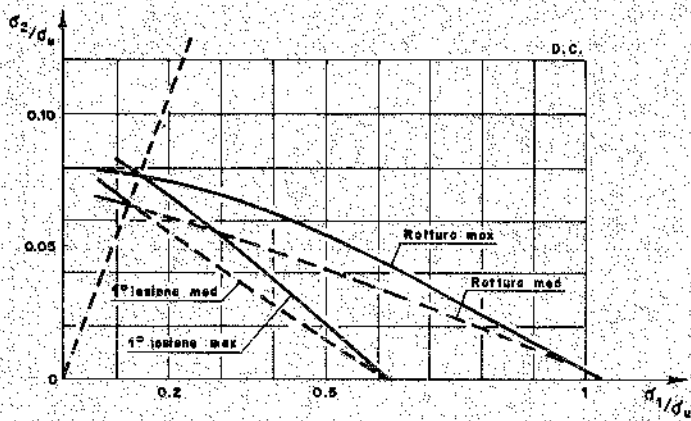
$$\begin{aligned} \sigma_{1s} &= 0,6 f_{lu} \\ \sigma_{1s} &= 0,30 R_{bk} + 2 \sigma_3 \end{aligned} \quad (3)$$

4.1.3. Danni localizzati

Il conglomerato che è stato danneggiato e che, in condizioni di libera deformazione trasversale, non sarebbe capace di portare alcun carico, può ancora assolvere la sua funzione quando è contenuto da armature o da altro conglomerato non danneggiato.

La tensione ultima al quale il materiale collasserà completamente è data da:

$$f_{lu} \leq 3 \sigma_3 \quad (4)$$



8 - Curva di interazione di un conglomerato sottoposto a compressioni e trazioni (Da [8]).

σ_u - compressione semplice.

In questi casi la tensione principale minore σ_3 (tranne quando non si agisca mediante precompressione) dipende dalla deformazione in direzione σ_3 , impedita dall'acciaio o dal conglomerato adiacente, e quindi dipende da σ_1 . Pertanto in questo caso σ_3 dovrà essere assunto il minimo possibile valore per ogni sforzo attivo applicato σ_1 .

4.2. Compressione e trazione

È il caso in cui almeno una tensione principale è di trazione:

$$\begin{aligned} \sigma_1 > \sigma_2 > 0 & \quad \sigma_3 = 0 \\ \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 < 0 & \end{aligned}$$

Con questo stato tensionale possono porsi due problemi:

- quale è la tensione massima di compressione che può essere indotta ortogonalmente ad una trazione;
- quale è la massima tensione di trazione che può essere sopportata senza che si sviluppino lesioni, ortogonalmente ad ogni applicata tensione di compressione.

4.2.1. Stato limite ultimo

La resistenza di calcolo da considerare è:

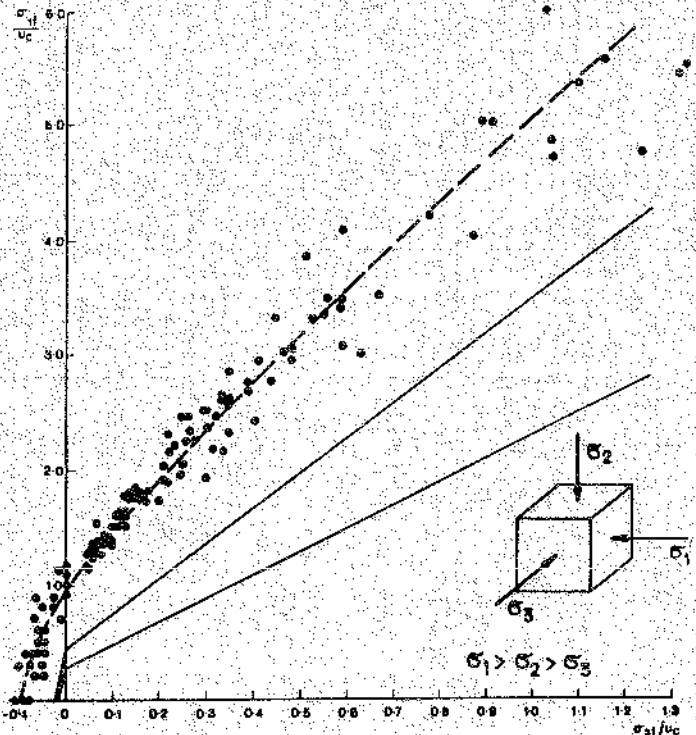
$$f_{lu} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \alpha_1 \sigma_3 \quad (5)$$

Poiché σ_3 è negativo (trazione) la (5) mediante una relazione lineare, esprime che la grandezza della compressione ultima, decresce al crescere della trazione. Pertanto a σ_1 andrà assegnato il più alto probabile valore che può avere nell'utilizzo della struttura.

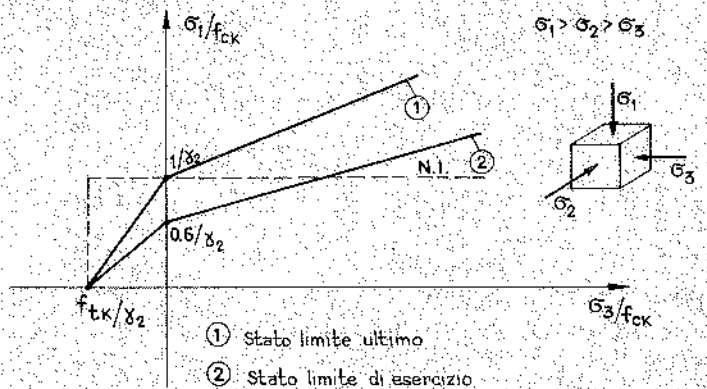
Un valore sufficientemente corretto per α_1 è:

$$\alpha_1 = \frac{f_c}{f_t}$$

in cui f_c ed f_t sono le resistenze a compressione e trazione semplice.



9 - Resistenza del conglomerato sotto stato di tensione multiassiale (Da [6]).
Uc - compressione semplice cilindrica.



10 - Andamento delle leggi delle tensioni di calcolo proposte.

Assunto per γ_c il valore della normativa italiana si ha:

$$f_{lu} = 0,52 \left(R_{bk} + \frac{R_{bk}}{f_t} \cdot \sigma_3 \right)$$

La tensione di trazione alla quale si ha la fessurazione del conglomerato vale:

$$\sigma_{3u} \geq \frac{\sigma_1}{\alpha} + \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \frac{1}{\alpha_1} \quad (6)$$

e il valore da dare σ_1 è la massima tensione di compressione che può aversi nell'utilizzo dell'opera.

4.2.2. Stato limite di esercizio

La tensione di trazione nelle condizioni di servizio vale:

$$\sigma_{3s} \geq \frac{f_{ck}}{\alpha_c} \cdot \frac{1}{\alpha_1} + \frac{\sigma_1}{\alpha_1} \quad (7)$$

4.3. Trazione multiassiale

Come si è detto le tensioni σ_1, σ_2 , hanno modesta influenza sulla resistenza a σ_3 ; è corretto pertanto un criterio della massima tensione principale. Si ha pertanto:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

4.3.1) Stato limite ultimo

Per i carichi ultimi

$$\sigma_{3ul} > \frac{f_{rk}}{\gamma_c}$$

4.3.2) Stato limite di esercizio

Per i carichi di esercizio

$$\sigma_{3s} > \frac{f_{rk}}{\gamma_c} \quad (8)$$

5. CONCLUSIONE

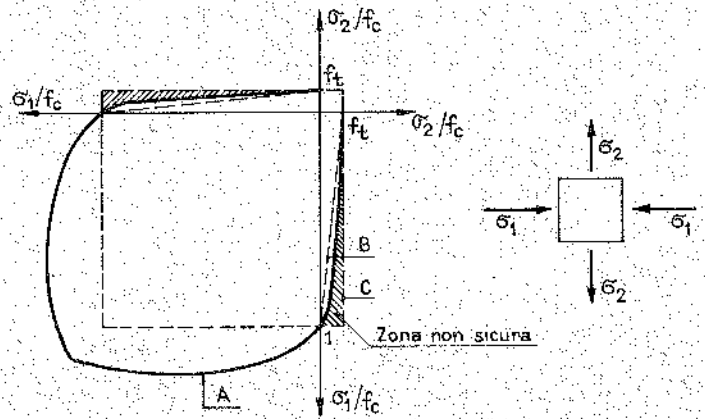
L'illustrazione della problematica degli stati tensionali multiassiali praticamente presente in tutti gli elementi strutturali siano monodimensionale, bidimensionali o tridimensionali, e l'avanzato livello a cui è arrivata la ricerca in questo campo, mostrano quello che sarà un filone di evoluzione dei codici.

Già oggi si avverte la mancanza di tali indicazioni:

a) Nella fig. 11 è rappresentato l'andamento del dominio di resistenza, per uno stato di tensione biassiale. L'andamento (A) è quello sperimentale, il B è quello proposto, il C è quello definito dalla attuale normativa.

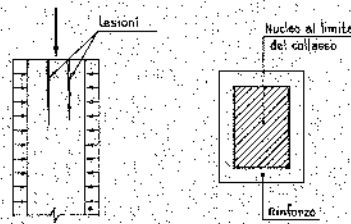
Da un punto di vista della sicurezza riferirsi alla resistenza monoassiale (di compressione o trazione), come stabilito dalle Norme in vigore conduce ad una sottostima della capacità portante quando lo stato tensionale esistente è di compressione biassiale: vale a dire che la verifica, consistente nel controllare che la tensione massima di compressione sia inferiore alla resistenza unassiale, è a favore di sicurezza.

Al contrario, quando lo stato tensionale agente è di



11

11 - Stato di tensione biassiale. Curve di interazione.



12

12 - Esempio di rinforzo di un pilastro al limite di collasso.

trazione-compressione (o taglio-compressione) il riferirsi alla resistenza monoassiale di trazione o di compressione, può portare ad una sovrastima della resistenza ultima, vale dire ad una sicurezza minore di quella ipotizzata.

b) E' oggi giorno consueto sentire parlare di consolidamenti strutturali, in particolare di rinforzi di elementi in conglomerato danneggiati (fig. 12).

E' questo veramente un campo di poca scienza.

I rinforzi vengono fatti senza alcuna valutazione corretta dell'aumento di resistenza.

E' la normativa, che mediante prescrizioni del tipo di quella proposta, per i danni localizzati, che potrà dare delle chiare indicazioni per valutare l'efficacia ed il livello di sicurezza raggiunto con il rinforzo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] «Prescrizioni normative per la esecuzione delle opere in cemento armato» - D.L. 10-01-1907, D.L. 4-10-1927, D.L. 29-07-1933.
- [2] «Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato semplice od armato» - R.D. 16-11-1939.
- [3] «Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» - D.M. 30-05-1972, D.M. 30-05-1974, D.M. 16-06-1976, edizione 1979 in corso di stampa.
- [4] Luigi Santarellà: Il Cemento Armato - Hoepli Editore - Milano 1951.
- [5] Camillo Guidi: Lezione di Scienza delle Costruzioni - Vincenzo Bona Editore - Milano 1928.

- [6] Remo Calzona, C. Cestelli Guidi: Il calcolo del cemento armato con i metodi delle tensioni ammissibili e degli stati limite - Hoepli Editore - Milano 1975.
- [7] D.W. Hobbs, C.D. Pomeroy, J.B. Newman: Design stresses for concrete structures subject to multi-axial stresses - Cement and Concrete Association. Paper for publication - Confidential until Publication Date.
- [8] Code - Model CEB-FIP pour les structures en Beton - 3^e edizione 1978.
- [9] R. Calzona: Behaviour of dense and lightweight concrete under biaxial stresses. Pubblicazione II-222 Istituto di Scienza delle Costruzioni, Roma aprile '78, presentata all'8^o Congresso Internazionale FIP.

- [10] R. Calzona, E. Dolara, P. Persia: Behaviour of dense and lightweight concrete under multi-axial stresses: test program and experimental results (in corso di pubblicazione).
- [11] H. Kupfer, H.K. Hilsdorf, H. Rusch: Behaviour of concrete under biaxial stresses A.C.I. Journal - Agosto 1969.
- [12] D.W. Hobbs: The strength and deformation of concrete under short term loading: a review. - Cement and Concrete Association Technical Report. Settembre 1973.
- [13] D.W. Hobbs: Strength and deformation properties of plain concrete subjected to combined stress. Part 3. Results obtained on a range of flint gravel aggregate concrete. Cement and Concrete Association, Technical report, Luglio 1974.
- [14] R. Calzona, A. De Martino: Esperienze sulle caratteristiche di resistenza di un calcestruzzo leggero strutturale a stati di tensione composta. Ist. Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università di Roma. Luglio 1974.
- [15] K. Newman, J.B. Newman: Failure theories and design criteria for plain Concrete Structure, solid mechanics and engineering design: proceedings of a civil engineering conference. Southampton 1969 - Wiley - interscience 1971 - Paper 77.
- [16] C.T. Chen, W.F. Chen: Constitutive Relations for Concrete - Journal of the Engineering Mechanics Division - ASCE Vol. 101 - Agosto 1975.
- [17] W.F. Chen: Constitutive Equations for Concrete - Introductory Report of the «Plasticity in Reinforced Concrete» - Colloquium IABSE.
- [18] R. Calzona, P. Persia: Fracture Criteria in tension-compression. Domain for Dense and Lightweight Concrete. Pubblicazione Istituto di Scienza delle Costruzioni - Roma - Marzo 1979.

Metodi di misura della sicurezza: stati limite di esercizio

Relazione del Prof. Ing. Mario Alberto Chiorino (*)

1. PREMESSA

E' facile constatare come i principi di sicurezza strutturale abbiano subito una grande evoluzione nel passaggio dal famoso codice babilonese di Hammurabi che comminava la pena di morte al costruttore reo di crollo ed ai suoi parenti, con ciò pesantemente responsabilizzandolo per la scelta dei livelli di rischio ai quali, più che altro inconsciamente e sulla base della propria « arte », egli operava, ai Codici Modello odierni nei quali una sintesi estremamente aggiornata delle tecnologie costruttive e delle conoscenze relative al comportamento delle strutture è supporto per una assai più razionale e alquanto sofisticata scelta di tali livelli rischio.

Questo percorso evolutivo, passato attraverso la formulazione delle basi della resistenza dei materiali ad opera di Galileo e la mirabile costruzione della teoria elastica sbocciata nel secolo diciannovesimo per approdare alla moderna conoscenza della risposta strutturale nelle diverse condizioni di sollecitazione e di uso, ha consentito di compiere alcuni passi fondamentali verso l'obiettivo limite di razionalizzazione assoluta delle scelte operative in campo strutturale intesa come ottimizzazione dei costi totali della sicurezza (*).

In questo processo, che porta il discorso sulla sicurezza a divenire sempre più articolato e complesso, è possibile peraltro individuare chiaramente una tendenza di fondo che

interessa qui sottolineare: essa consiste nella sempre più precisa ed esplicita definizione delle caratteristiche essenziali delle strutture e quindi dei criteri (o dei limiti) di accettabilità delle risposte strutturali.

Limitandoci agli ultimi sviluppi si può constatare in effetti come le moderne impostazioni in tema di sicurezza strutturale e i principi informatori degli attuali Codici Modello (per intenderci i metodi di verifica della sicurezza agli stati limite) si propongano di ottenere l'esplicito controllo del rispetto di quelle caratteristiche essenziali che sono invece garantite in forma per lo più implicita o convenzionale dalle prassi operative e dai codici di un passato ancora recente (per intenderci il metodo di verifica delle strutture alle tensioni ammissibili).

Osserviamo per inciso che, così collocati in un quadro evolutivo, i metodi classici ed in particolare il metodo delle tensioni ammissibili, il cui superamento è maturato nel corso di questi ultimi anni, conservano — pur nella diffusa e ormai generale presa di coscienza della improrogabilità di tale superamento — una loro propria dignità.

In modo più specifico il metodo delle tensioni ammissibili va dunque visto non tanto (o non solamente) come una facilmente criticabile limitazione puntuale della tensione (reale o ideale) massima con procedimento deterministico — sebbene il suo supporto scientifico che si radica nell'elasticismo ottocentesco abbia invece proprio questo significato — ma piuttosto come una operazione di carat-

(*) Professore straordinario di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Architettura - Politecnico di Torino.

(*) Somma dei costi di realizzazione e di uso delle strutture e dei costi matematici del rischio.

tere convenzionale calibrata, con largo riferimento alla esperienza man mano acquisita nelle costruzioni, affinché il risultato globale della costruzione risulti soddisfacente rispetto al più vasto quadro delle caratteristiche esigenziali, quand'anche non esplicitamente identificate ed elencate.

Oggi sappiamo chiaramente che ciò non è più sufficiente: le caratteristiche esigenziali delle costruzioni sono state più precisamente definite ed elencate (ed in taluni casi sono divenute più severe di quanto non fossero anni addietro) ed occorre disporre dei metodi i più razionali possibili per verificarne il rispetto.

Se diamo ora un'occhiata a questo elenco di caratteristiche esigenziali (o dei relativi criteri di controllo in genere trattati in termini di stati limite), elenco ormai entrato a far parte della mentalità di tutti i progettisti ed operatori aggiornati, constatiamo come l'evoluzione è stata nel senso di affiancare esplicitamente alla primaria esigenza della resistenza e della stabilità le esigenze legate all'uso della struttura (durabilità, funzionalità, estetica, ecc.).

E' appunto sulla evoluzione dei codici nella direzione di garantire il rispetto delle caratteristiche esigenziali legate all'uso (ossia degli stati limite di esercizio) che ci soffermiamo in questa memoria con riferimento alle strutture in c.a. e c.a.p.

Prima di entrare nel merito della questione sembra opportuno ricordare che le ragioni che hanno portato a questo tipo di evoluzione sono essenzialmente le seguenti:

— la tendenza all'aumento dei tassi di lavoro nell'ambito dei metodi di calcolo alle tensioni ammissibili, tendenza incoraggiata dalla migliore affidabilità e resistenza dei materiali, ha finito per condurre a situazioni in cui la verifica puntuale della tensione cessa di essere operazione convenzionale sufficiente a garantire anche il rispetto delle esigenze della struttura in esercizio; in particolare possono non venire più automaticamente garantiti i limiti sulla fessurazione o i limiti di deformazione;

— la comparsa di nuove tecnologie costruttive quali il precompresso, fondate sull'impiego delle deformazioni impresse, impiego che già sul piano dei principi risulta in contrasto con il concetto di tensione ammissibile, ha introdotto la necessità inevitabile di distinguere le verifiche rispetto alle esigenze legate alla resistenza ed a quelle legate all'uso;

— l'esame delle statistiche consente di constatare che si registrano — come è noto — relativamente pochi casi di rovina totale di strutture, mentre vi è una moltitudine di casi di strutture le quali, pur risultando la stabilità sufficientemente garantita, presentano un comportamento difettoso in esercizio, con conseguente limitazione della efficienza e relativa penalizzazione, o si trovano in stato di avanzata degradazione con conseguenti elevati costi di restauro o sono addirittura considerate fuori uso perché non corrispondono più alle esigenze d'uso per cui erano state costruite.

Non rientra negli scopi di questa memoria esporre dettagliatamente le metodologie di verifica della sicurezza delle strutture in c.a. e c.a.p. nei riguardi degli stati limite di esercizio quali si sono venute configurando nei codici che ci interessano più da vicino ed in particolare il Model Code

CEB-FIP del 1978 [1] e, per quanto attiene al nostro paese, la norma CNR [2], in quanto si tratta di documenti ormai di larga diffusione. Sembra peraltro utile richiamare da un lato alcune considerazioni sulle basi concettuali di tali documenti normativi e dall'altro esporre alcune osservazioni scaturite dalle prime esperienze di applicazione degli stessi, con riferimento anche ai controlli disposti nel quadro dell'attività di revisione dell'attuale normativa ministeriale, revisione che, come è noto, va orientandosi verso una più sostanziale adozione dei criteri di verifica della sicurezza secondo l'ottica degli stati limite.

In particolare verranno presi in esame i seguenti punti:

— caratteristiche esigenziali relative alla durabilità con particolare riguardo agli stati limite di fessurazione in flessione e di microfessurazione in compressione,

— caratteristiche esigenziali relative alla funzionalità ed all'estetica con particolare riguardo allo stato limite di deformazione.

Un breve accenno verrà infine riservato ai recenti progressi relativi ai modi di trattare l'influenza delle proprietà reologiche dei materiali sul comportamento delle strutture nei riguardi degli stati limite di esercizio.

2. PROBLEMI DI DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La pratica attuazione dell'idea di garantire il soddisfacimento delle esigenze relative alla durabilità ed alla funzionalità (performance) delle strutture attraverso l'imposizione del rispetto di determinati stati limite, definiti stati limite di esercizio, si scontra con non poche difficoltà.

Per quanto attiene ad esempio alla durabilità di una struttura è noto che si può pensare [3] di « misurarla » attraverso la misura di una grandezza fisica ben definita (diciamo ad esempio la apertura delle fessure) oppure invece attraverso una valutazione, che non può che essere soggettiva, dello stato della struttura nel suo complesso con un giudizio convenientemente graduato.

Nel primo caso si ha il vantaggio che la misura della durabilità risulta non dissimile da quella della resistenza e può in linea di principio essere organizzata considerando la aleatorietà delle variabili da confrontare ⁽²⁾ e riconducendo quindi il discorso nell'ambito dei metodi probabilistici al fine di valutare, e quindi limitare convenientemente, le probabilità di non soddisfacimento della misura. La procedura peraltro si scontra nella pratica con l'effettiva difficoltà di stabilire ad esempio le statistiche delle grandezze da comparare, per cui — come vedremo più avanti — il calcolo verrà ricondotto, nell'ottica dell'approccio semi-probabilistico semplificato, alla definizione dal lato della « sollecitazione » di un valore caratteristico convenzionalmente ottenuto con riferimento ad un valore calcolato in modo deterministico, e dal lato della « resistenza » di una soglia di accettabilità.

Nel secondo caso (valutazione dello stato della struttura)

⁽²⁾ Nel caso specifico della limitazione della ampiezza delle fessure, da un lato si ha l'apertura di calcolo (o « sollecitante ») delle fessure e dall'altro l'apertura limite accettabile (o « resistente ») delle fessure in relazione alle esigenze di durabilità e di estetica della struttura. Si veda in merito il par. 3.1.2.

Il discorso si farebbe assai più arduo richiedendo la conoscenza in generale dell'evolversi nel tempo dello stato strutturale; per effettuare la misura si sarebbe costretti a ricorrere all'uso degli algoritmi relativi ai processi stocastici.

Analoghi problemi insorgono per quanto attiene alla misura della deformabilità delle strutture (considerata come « misura » della loro performance nei riguardi di caratteristiche essenziali di tipo funzionale od estetico) sempre per la difficoltà di stabilire le statistiche in questo caso della deformazione di calcolo (« sollecitante ») e della deformabilità limite (« resistente »).

3. LO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Come si è detto in precedenza si preferisce per semplicità valutare la durabilità attraverso una misura di una sua grandezza fisica. Su questa base concettuale, è pertanto organizzata nei codici modello la verifica dello stato limite di fessurazione.

Il problema non è peraltro privo di difficoltà. Occorre non dimenticare che la comparsa di fessure nelle strutture in cemento armato è dovuta a due cause il più delle volte concomitanti:

- i carichi applicati alla struttura (azioni dirette);
- le deformazioni impresse (azioni indirette) dovute ad es. al ritiro, alla temperatura, ai cedimenti vincolari che generano degli stati di coazione.

Per quanto attiene al secondo gruppo di azioni si constata che una causa assai frequente di fessurazione sono le coazioni che si instaurano nelle prime ore di vita delle strutture — agendo su un materiale a debole resistenza — per effetto del calore di idratazione e degli sbalzi termici; il ritiro ed in particolare il ritiro differenziale sono nelle epoche successive una concausa spesso assai importante.

Lo studio del fenomeno fessurativo [4], (di per sé già non semplice per quanto attiene alla azione dei carichi) appare assai complesso se si considerano gli stati di coazione: ciò sia per le maggiori difficoltà connesse con la valutazione delle deformazioni impresse in relazione alla forte dispersione che esse presentano, sia per quanto attiene al meccanismo fessurativo considerato anche che lo stato di coazione è modificato (nel senso di un alleviamento) dalla comparsa delle fessure.

Nel seguito prenderemo in esame brevemente i problemi di fessurazione sotto carico, con particolare riguardo alla fessurazione in flessione per la quale il fenomeno appare sufficientemente studiato e risulta possibile proporre una verifica dello stato limite su basi analitiche. Per gli altri casi di fessurazione ed in particolare per la fessurazione dovuta a stati di coazione per i quali non si dispone di proposte di valutazione del tutto attendibili, si preferisce garantire il rispetto delle esigenze di durabilità attraverso l'imposizione di opportune disposizioni costruttive.

3.1. Fessurazione per flessione

I codici prendono in esame come è noto tre stati limite diversi, la verifica dell'uno o dell'altro dipendono, in relazione alla protezione della struttura, da:

— le condizioni di carico (natura, frequenza e durata di applicazione);

— le condizioni di esercizio (aggressività dell'ambiente, esigenze di impermeabilità, considerazioni di natura psicologica ed estetica);

— la sensibilità degli acciai alla corrosione.

Tali stati limite sono:

— stato limite di decompressione (D), corrispondente all'annullamento della compressione nel calcestruzzo (a livello della fibra considerata);

— stato limite di prima fessurazione (Cr), corrispondente al raggiungimento dell'allungamento ultimo del calcestruzzo reso (a livello della fibra considerata);

— stato limite di apertura controllata delle fessure (W), corrispondente alla formazione di fessure di ampiezza w assegnata.

Ci limiteremo qui ad alcune osservazioni sulle verifiche degli stati limite di prima fessurazione (Cr) e di apertura controllata delle fessure (W).

3.1.1. Stato limite di prima fessurazione

Per quanto attiene alla verifica dello stato limite di prima fessurazione, la verifica si propone come una verifica di resistenza del tipo

$$S_k \leq R_d = f_{ctd} \quad (1)$$

A tal proposito si può osservare che secondo il Model Code CEB-FIP il calcolo della tensione di calcolo di S_k (ossia della tensione σ_c nella fibra più tesa) può avvenire sulla base di un legame lineare per la legge costitutiva σ - ϵ del calcestruzzo talché

$$S_k = \sigma_c = \frac{M_{sk}}{W} \quad (2)$$

ove W rappresenta il modulo di resistenza a flessione della sezione omogeneizzata rispetto alla fibra tesa in esame.

Per quanto attiene a f_{ctd} il Model Code indica

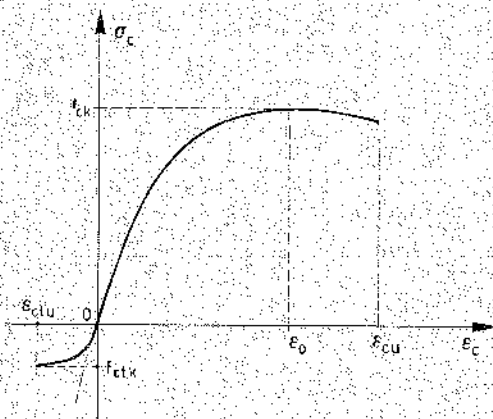
$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (3)$$

assumendo per la resistenza caratteristica il frattile al 5% $f_{ct,0.05}$ e per γ_c il valore $\gamma_c = 1,3$ in particolare nei casi in cui la prima fessurazione sia particolarmente pregiudizievole (ad es. serbatoi per i quali la verifica assume quasi il carattere di una verifica rispetto allo stato limite ultimo).

Le norme CNR conducono ad assumere dei valori caratteristici più elevati per f_{ctk} (e quindi f_{ctd}) rispetto a quelli indicati dal CEB. Migliacci [3] ha osservato che tali valori possono in parte giustificarsi qualora la verifica venga organizzata confrontando il momento sollecitante M_{sk} ed il momento resistente di calcolo $M_{cr,d}$, ossia

$$M_{sk} \leq M_{cr,d} \quad (4)$$

ed il calcolo di $M_{cr,d}$ venga condotto con riferimento ad una legge costitutiva σ - ϵ più vicina al reale (fig. 1), che in particolare tenga conto nel ramo reso della apparente plasticità del calcestruzzo armato, che consente alla sezione delle ulteriori rotazioni una volta raggiunta in zona tesa la f_{ctk} .



3.1.2. Stato limite di apertura delle fessure

In tale verifica la durabilità è supposta identificabile con lo stato limite di corrosione delle armature metalliche e questo a sua volta è supposto determinato dallo stato limite di apertura delle fessure.

Occorre pertanto porre a confronto [3] le aperture « sollecitanti » w_s derivanti dal calcolo sulla base delle azioni di progetto con le aperture « resistenti » w_R ; la determinazione delle statistiche di entrambe, considerate come variabili aleatorie, incontra — come abbiamo osservato — notevoli difficoltà.

In effetti se si considera la variabile aleatoria w_s essa risulta funzione di grandezze e relazioni aventi carattere di aleatorietà ed incertezza quali: la natura, il livello e la combinazione delle azioni sollecitanti, le variabili caratteristiche delle strutture che condizionano il fenomeno fisico quali i caratteri di aderenza delle barre e lo spessore di rivestimento del calcestruzzo, il quantitativo, la distanza e la disposizione delle armature, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, ecc.

Per quanto riguarda invece i valori ammissibili w_R essi risultano funzione delle seguenti altre grandezze e relazioni aventi carattere di aleatorietà ed incertezza: le condizioni ambientali (che possono mutare nel tempo), la presenza di sostanze nocive, la sensibilità degli acciai alla corrosione, le caratteristiche di densità e porosità del calcestruzzo, nonché considerazioni di natura psicologica ed estetica.

Nella impossibilità di disporre di tali statistiche la procedura che si adotta nell'ottica del metodo semi-probabilistico agli stati limite è — come abbiamo già accennato — quella di effettuare la verifica confrontando un valore caratteristico w_{sk} delle aperture « sollecitanti » w_s con un valore di soglia w_R per le aperture ammissibili w_R .

Un'impostazione concettuale di questo tipo può già essere riscontrata — come è noto — nella edizione del 1970 delle Raccomandazioni del CEB-FIP [5]. I criteri per la determinazione di w_R e di w_{sk} hanno peraltro subito delle revisioni, sui cui fondamenti riteniamo opportuno soffermarci brevemente.

Per quanto attiene ai valori di soglia w_R la recente edizione del Model Code CEB-FIP [1] propone delle scelte alquanto articolate. Tali scelte, che sono riassunte nella

nota tabella qui riprodotta (tab. 1) (tabella che riassume i criteri generali di verifica dello stato limite di fessurazione in pressoflessione), privilegiano due dei fattori da cui dipende la statistica dei w_{sk} e cioè:

- le condizioni ambientali;
- la sensibilità degli acciai alla corrosione.

Per quanto attiene invece alla variabile aleatoria w_s e alla determinazione del suo valore caratteristico w_{sk} la recente edizione del Model Code vede introdotti alcuni criteri innovatori che si riferiscono oltre che alle più articolate combinazioni delle azioni calcolo ⁽²⁾ (il che vale per tutti gli stati limite di esercizio) in particolare alla effettuazione del passaggio azioni-aperture caratteristiche w_{sk} .

Il passaggio azioni-aperture delle fessure (che, come si è detto, avviene su basi deterministiche conducendo ad un valore centrale w_{sm} dal quale si deduce convenzionalmente il frattile w_{sk} attraverso un coefficiente moltiplicatore K_k) ⁽³⁾ è condotto nel quadro della ormai classica schema-

TABELLA 1

groupes d'exig.	conditions d'ambiance	comb. d'actions	sensibilité des armatures à la corr.			
			très sensible		peu sensible	
			état-lim.	w_k	état lim.	w_k
a	non sévères	fréq.	ouv. des fissures	$\ w_s$	ouv. des fissures	$\ w_s$
		quasi-perm.	décompr. ou ouv. des fissures	$\ w_s$		
b	modérément sévères.	fréq.	ouv. des fissures	$\ w_1$	ouv. des fissures	$\ w_1$
		quasi-perm.	décompr.			
c	sévères	rares	ouv. ou form. des fissures	$\ w_1$	ouv. des fissures	$\ w_1$ ou $\ w_s$
		fréq.	décompr.			

tizzazione della fessurazione che evidenzia il fenomeno del tension-stiffening introducendo peraltro alcuni concetti nuovi che qui brevemente si riassumono. Tali concetti, che si richiamano alla sintesi della teoria della fessurazione proposta da Leonhardt [4] sulla base delle più moderne risultanze sperimentali, sono qui richiamati:

a) in primo luogo l'ampiezza della fessura è correlata alla lunghezza di trasmissione, tratto nell'ambito del quale

⁽²⁾ Combinazioni di valori caratteristici in quanto si assume $\gamma_f = \gamma_{f1}, \gamma_{f2} = 1$ per gli stati limite di esercizio.

⁽³⁾ Nel caso specifico il Model Code pone $K_k = 1,7$. A tal proposito si può osservare che il valore di K_k avendo il compito di fare passare dal valore centrale w_{sm} al frattile w_{sk} di probabilità $P_s = 5\%$ dovrebbe essere tanto maggiore quanto più si presume che la statistica dei w_s possa essere dispersa e pertanto quanto più incerto e meno studiato sperimentalmente è il meccanismo fessurativo e di conseguenza meno affidabile il calcolo con il quale ci si procura il valore centrale w_{sm} .

$$w_{sm} = \epsilon_{sm} \cdot s_m \quad (9)$$

con

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} \left[1 - \beta \left(\frac{\sigma_{s, cr}}{\sigma_{sd}} \right)^2 \right] \quad (10)$$

s_m dato dalla (6)

e per l'apertura caratteristica ⁽⁵⁾;

$$w_{sk} = 1,7 w_{sm} \quad (11)$$

f) infine per tenere conto della efficienza della cucitura effettuata dalla barra, ossia dell'angolo sotto il quale la barra attraversa la sezione, si introduce un ulteriore fattore correttivo per cui:

$$w_{sk} = K_\beta w_{sm} K_\beta$$

con

$$K_\beta = 1 \text{ per } \beta \geq 75^\circ$$

$$K_\beta = 2 \text{ per } \beta \geq 45^\circ \text{ con possibilità di interpolazione lineare.}$$

Al fine di semplificare il compito del progettista evitando le molteplici verifiche, vi è la tendenza a predisporre delle tabelle che forniscono in genere le percentuali minime di armatura ρ_{eff} , in funzione del diametro \varnothing delle barre, della tensione σ_{sd} nella fessura sotto i carichi di esercizio e della apertura limite w_R . Occorre peraltro che le tabelle siano sufficientemente articolate e dettagliate per essere utili; sotto quest'aspetto le tabelle originali proposte da Leonhardt [4], alle quali qui si rimanda, risultano più complete di quella riportata dal Model Code CEB-FIP [1] ⁽⁶⁾ e forniscono indicazioni oltre che sui minimi di armatura anche sul distanziamento fra le barre per le principali situazioni tensionali prodotte da forze. Ad esse si accompagnano altre tabelle intese a fornire indicazioni sui minimi di armatura in relazione agli stati di coazione dovuti a ritiro e temperatura; queste ultime conglobano anche la indicazione sui minimi di armatura che nelle strutture inflesse e tensoinflesse (travi e tiranti) occorre disporre — indipendentemente dai risultati della verifica condotta con gli usuali criteri allo stato limite ultimo — se si vuole evitare che all'atto della prima fessurazione si determini una rottura, avente le caratteristiche di rottura fragile, per strappo delle armature.

3.2. Stato limite di microfessurazione

La necessità di verifica del cosiddetto stato limite di microfessurazione per le sezioni presso-inflesse sotto le azioni di esercizio, (ad esempio richiamata dal Model Code del CEB al paragrafo 15.4) è stata messa in evidenza in alcuni recenti lavori [7].

Si tratta come è noto di evitare che le sollecitazioni di esercizio (il CEB indica fra le varie combinazioni la più gravosa definita combinazione rara) si determini un livello di tensione di compressione tale da indurre possibili fessurazioni longitudinali sotto l'effetto delle tensioni trasversali

di trazione. Come obiettivo complementare si vuole anche evitare che le deformazioni di fluage escano in misura rilevante dal dominio lineare.

A tal fine il CEB indica come valore soglia per la compressione in esercizio $0,6 f_{ck}$ per cui la verifica si propone come una verifica di resistenza del tipo

$$S_k \leq R_d = f_{cd} \quad (12)a$$

$$\text{con } f_{cd} = 0,6 f_{ck} \quad (12)b$$

Per facilitare le operazioni di dimensionamento e di verifica delle membrature presso-inflesse che debbono soddisfare anche la verifica di cui trattasi, oltre alle usuali verifiche rispetto allo stato limite ultimo e agli altri stati limite di esercizio, sono stati realizzati [7] — in analogia con quanto viene fatto per lo stato limite ultimo — dei diagrammi di interazione momento flettente ridotto/sforzo normale ridotto; per il loro tracciamento sono state assunte le appropriate leggi costitutive per i materiali (nella fattispecie la parabola di Sargin per il calcestruzzo) ed è stata posta la limitazione sulla compressione espressa dalle (12). Le figure 4 e 5 riproducono due di questi diagrammi rispettivamente per una sezione con armatura compressa pari al 25% di quella tesa e per una sezione ad armatura simmetrica.

L'utilizzazione di tali strumenti in alcuni esempi di calcolo consente di dimostrare che in numerosi casi la verifica a microfessurazione risulta più onerosa di quella allo stato limite ultimo.

Per quanto attiene alla flessione semplice ciò avviene in particolare per quelle sezioni che, verificate allo stato limite ultimo, si troverebbero alla frontiera fra il campo 3 e il campo 4 o in prossimità della stessa (sezioni fortemente armate). La verifica di cui trattasi non consente invece mai di raggiungere tale frontiera e a tal fine richiede l'aggiunta di un congruo quantitativo di armatura superiore maggiore di quella eventualmente richiesta ⁽⁷⁾ dalla sola verifica allo stato limite ultimo [7].

È interessante osservare inoltre che nella maggioranza dei casi (per calcestruzzi di resistenza usuale e per acciai ad aderenza migliorata) imponendo la condizione di rispetto della soglia di compressione nel calcestruzzo, si acquisisce anche il beneficio aggiunto di rispettare automaticamente la condizione di duttilità minima $\frac{x}{d} \leq 0,45$ (espressa come limitazione del rapporto $\frac{x}{d}$ che esprime il ribassamento dell'asse neutro) che è richiesta per le strutture iperstatiche

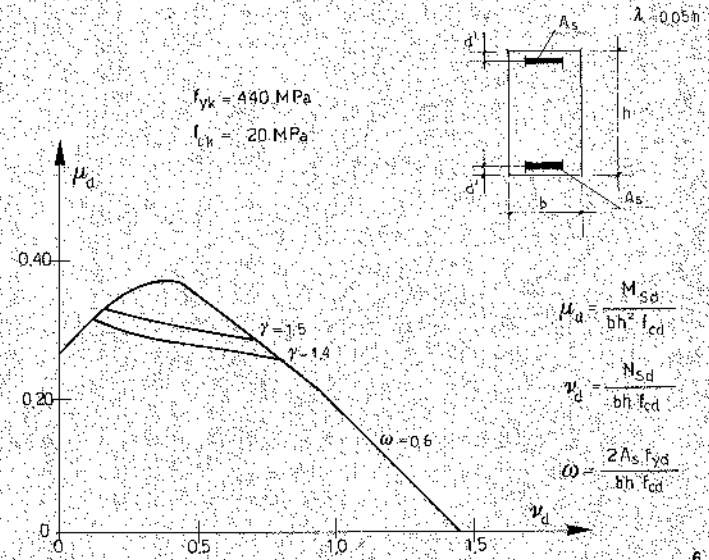
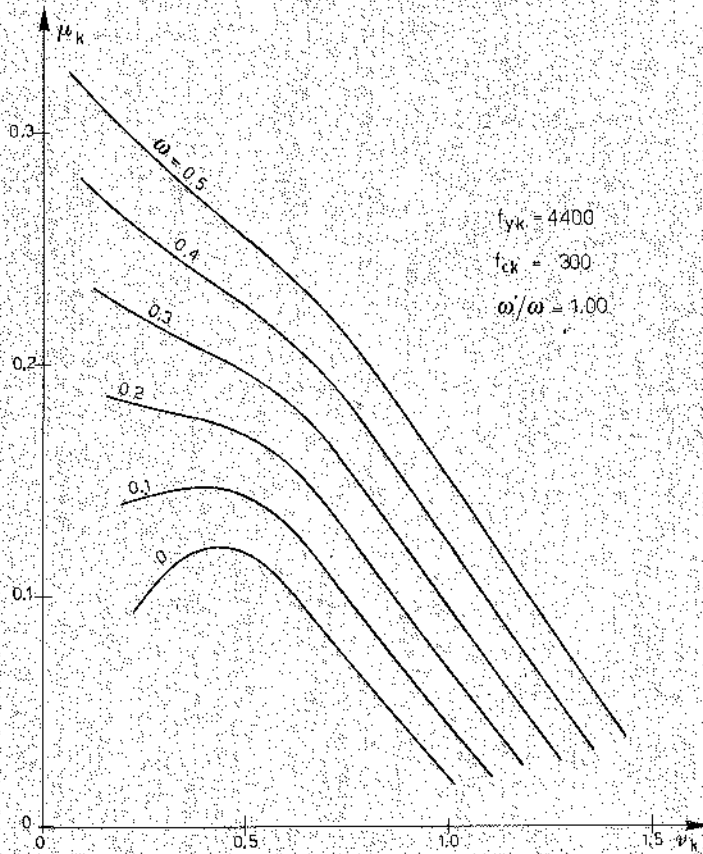
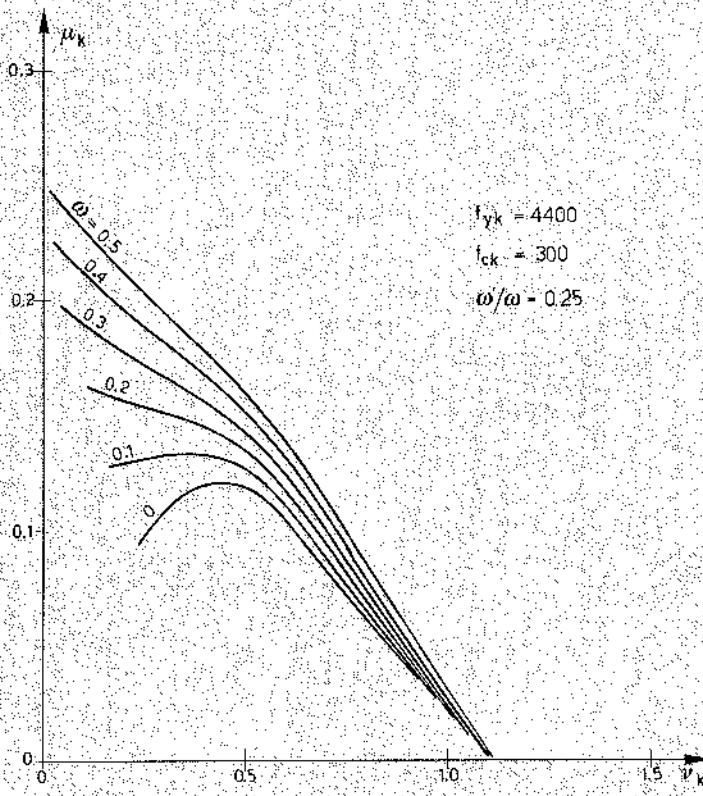
⁽⁷⁾ È noto che la procedura intesa ad ottenere il dimensionamento allo stato limite ultimo con la minima quantità di acciaio porta — nei casi in cui il momento ridotto di calcolo allo stato limite ultimo sia superiore al momento ridotto « limite » μ_{lim} corrispondente appunto alla retta di frontiera fra il campo 3 e il campo 4 — a bloccare l'asse neutro e ad aggiungere una eguale percentuale meccanica di armatura superiore ed inferiore ottenibile dal rapporto

$$\Delta \rho = \frac{1 - \mu_{lim}}{1 - \beta'}$$

essendo $1 - \beta'$ la distanza adimensionale fra armatura tesa e compressa ($\beta' = \frac{d'}{h}$).

⁽⁵⁾ Vedi nota (4).

⁽⁶⁾ La tabella è attualmente in fase di revisione nei relativi Complementi [6] in quanto è risultata non sufficientemente cautelativa.



inflesse, per le quali la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione allo stato limite ultimo sia eseguita per semplicità sulla base di un'analisi lineare⁽⁸⁾.

Per quanto attiene alle sezioni pressoinflesse ad armatura simmetrica la verifica dello stato limite di microfessurazione conduce, limitatamente alle sezioni ad elevata percentuale meccanica di armatura, a non consentire di sfruttare le zone alte del diagramma di interazione tracciato allo stato limite ultimo. Gli esempi di calcolo condotti mostrano in effetti [7] che tale verifica può facilmente portare ad incrementi di armatura dell'ordine anche del 30 ÷ 40% rispetto a quella sufficiente a garantire il rispetto della verifica nei riguardi dello stato limite ultimo.

Se nell'ambito di normative semplificate si vuole rendere automatica, per le strutture pressoinflesse, la verifica dello stato limite di microfessurazione (seguendo sempre il concetto di limitare il numero delle verifiche che il progettista deve affrontare), occorre fare in modo che venga limitata opportunamente la possibilità di sfruttare la parte alta dei diagrammi di interazione allo stato limite ultimo⁽⁹⁾.

⁽⁸⁾ È noto che, allo stato limite ultimo, un'analisi lineare non permette sempre di soddisfare le condizioni di compatibilità in ragione della non validità delle ipotesi di deformazione corrispondenti. Le travi devono allora essere capaci di rotazioni plastiche sufficienti (sufficiente duttilità) per evitare una rottura locale prima che sia raggiunta la distribuzione calcolata dei momenti.

⁽⁹⁾ È interessante notare che facendo un raffronto tra i risultati del dimensionamento di sezioni pressoinflesse ad armatura simmetrica rispettivamente allo stato limite ultimo e secondo il metodo classico delle tensioni ammissibili, risulta che il metodo delle tensioni ammissibili è più restrittivo proprio in tale zona del diagramma di interazione (si vedano in merito i raffronti presentati da Rusch [8]). La limitazione indotta dal metodo classico risulta peraltro assai più restrittiva in quanto la tensione in esercizio nel calcestruzzo viene contenuta entro gli 80 ÷ 90 kg/cm², potendo essa invece salire a 0.6 f_{cd} (ossia superare abbondantemente i 100 kg/cm²) nella verifica agli stati limite che contempli anche il controllo della soglia di compressione.

in dipendenza ad esempio del rapporto γ fra il momento sollecitante $M_{s,d}$ allo stato limite ultimo e il momento sollecitante M_{ser} di servizio sotto la combinazione di azioni rare (fig. 6) ⁽¹⁰⁾.

4. STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Dal punto di vista concettuale il problema si pone come per lo stato limite di fessurazione: la misura delle caratteristiche esigenziali della struttura legate all'uso (funzionalità, asservimento a componenti od impianti, estetica, ecc.) si ammette possa essere effettuata attraverso la misura della grandezza deformabilità. La verifica dello stato limite di deformazione diviene dunque misura della « performance » della struttura.

In linea di principio — ed in stretta analogia con quanto abbiamo esposto per la fessurazione — si devono pertanto considerare da un lato le deformazioni derivanti dal calcolo, V_s , da considerare come variabili aleatorie in quanto dipendenti da grandezze e relazioni caratterizzate da aleatorietà ed incertezze (le une e le altre praticamente coincidenti con quelle elencate per la fessurazione), accentuando gli effetti delle proprietà reologiche del calcestruzzo che influenzano la deformabilità differita del calcestruzzo. Dall'altro si hanno i valori ammissibili (o « resistenti ») delle deformazioni, V_R , legati come abbiamo detto alle caratteristiche esigenziali connesse con l'uso della costruzione, la cui aleatorietà discende dalle aleatorietà ed incertezze che caratterizzano tali esigenze (condizioni d'uso variabili nel tempo, considerazioni soggettive di natura fisiologica, psicologica ed estetica relative all'utilizzatore, ecc.).

Anche in questo caso, constatata la difficoltà di stabilire le statistiche di V_s e V_R , si propone, nell'ottica dell'approccio semi-probabilistico agli stati limite, una semplificazione identica a quella adottata per lo stato limite di apertura delle fessure.

In sostanza:

— per quanto attiene a V_s si propone di calcolare un valore centrale V_{sm} sulla base di un calcolo deterministico sufficientemente attendibile e quindi di passare (eventualmente) al frattile superiore V_{sk} di determinata probabilità P , tramite la solita relazione:

$$V_{sk} = V_{sm} K_k$$

— per quanto riguarda V_R si stabiliscono appropriati valori di soglia \bar{V}_R in dipendenza dei principali fattori che ne determinano la variabilità.

La verifica dello stato limite di fessurazione assume allora la forma:

$$V_{sk} \leq \bar{V}_R$$

o eventualmente accettando un rischio maggiore

$$V_{sm} \leq \bar{V}_R$$

Anche così sostanzialmente semplificato il problema non sembra tuttavia avere ancora raggiunto un suo grado di maturazione del tutto accettabile.

In particolare si possono fare le seguenti osservazioni. Per quanto attiene alla deformazione di calcolo (« solle-

⁽¹⁰⁾ La questione è affrontata nei Complementi al Model Code CEB-FIP [6].

citante ») i Codici Modello [1] [2] indicano che il valore V_{sm} dovrebbe essere ottenuto, per le deformazioni dovute alla flessione, attraverso la doppia integrazione della curvatura totale al tempo t :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_t = \left(\frac{1}{r}\right)_e + \left(\frac{1}{r}\right)_{cc} + \left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$$

ottenuta in via di prima approssimazione sommando la curvatura « elastica » (meglio iniziale) alla curvatura dovuta al fluage ed al ritiro ⁽¹¹⁾; in linea di principio, ciascuno dei termini dovrebbe riferirsi, a seconda della zona della struttura in esame, allo stato non fessurato o allo stato fessurato con fessurazione stabilizzata o ad uno stato intermedio con riferimento alle schematizzazioni di calcolo del meccanismo fessurativo illustrate in precedenza. Ora poiché su tale schematizzazione non si è tuttora raggiunto un consenso generale, ne deriva che i risultati ottenuti differiscono a seconda della schematizzazione adottata.

Si è inoltre rilevato [9] [10] che tutti i risultati sembrano essere spostati nel senso di una sostanziale sopravvalutazione delle deformazioni rispetto a quelle che si riscontrano nelle strutture nelle normali condizioni di esercizio, eccezion fatta per le strutture provate in laboratorio. Macchi [9] ritiene di potere individuare la causa di ciò non solamente in una non adeguata aderenza della schematizzazione al meccanismo reale (in particolare è possibile che la supposta stabilizzazione della fessurazione non sia stata invece raggiunta) ma anche in una scarsa probabilità che i valori e le combinazioni di progetto delle azioni per la verifica in esame ⁽¹²⁾ si realizzino nella realtà.

Da ciò discende il fatto che alcune normative assumono per V_R dei valori di soglia \bar{V}_R corrispondentemente elevati, in sé non in grado di garantire, qualora fossero effettivamente raggiunti, quelle caratteristiche esigenziali per le quali si è richiesta la verifica (ad es. la integrità delle partizioni murarie portate). La verifica appare dunque artificialmente spostata verso valori elevati sia dal lato delle « sollecitazioni » (per carenze nella schematizzazione e probabilmente nella scelta delle azioni significative), sia dal lato delle « resistenze ».

Non migliori risultati si conseguono secondo la impostazione nord-americana (si veda in proposito il codice ACI [11] che determina il valore di V_{sm} anziché mediante un calcolo sulla base di un modello fisico, mediante una formula empirica per la valutazione della rigidità proposta da Branson [12]). Tale formula risulta abbastanza soddisfacente sulla base dei risultati di laboratorio, senonché in pratica anche in questo caso le deformazioni che con essa si possono calcolare risultano di gran lunga superiori a

⁽¹¹⁾ Le curvature istantanee, viscoso e di ritiro sono in realtà correlate fra loro. Il problema trova una sua trattazione sistematica ad esempio per le sezioni armate (sezioni eterogenee) non fessurate secondo i principi delineati al par. 5; non ancora del tutto risolta appare l'influenza della viscosità nello stato fessurato non essendo ad es. sufficientemente studiata l'influenza della viscosità sul tension stiffening.

⁽¹²⁾ Trattasi in particolare come si è detto di combinazioni di azioni al loro valore caratteristico; il Model Code CEB-FIP suggerisce di fare riferimento per il calcolo della parte istantanea della deformazione alle combinazioni rare, ed a quelle quasi-permanenti per le deformazioni differite.

quanto constatabile nelle strutture correntemente realizzate [10].

L'argomento appare dunque ancora in evoluzione e la via delle disposizioni costruttive sufficienti a non rendere necessaria la verifica dello stato limite di deformazione viene abbracciata da numerosi codici⁽¹³⁾ in alternativa o sostituzione di un calcolo analitico. In pratica si propongono convenienti limitazioni dei rapporti di snellezza l/h .

Occorre ricordare infine che nell'ambito della verifica dello stato limite di deformazione la incidenza delle deformazioni di taglio, valutabile sulla base di un comportamento a reticolo, non potrà essere trascurata per le travi corte in quanto può diventare predominante rispetto alla flessione.

Per quanto attiene poi alle deformazioni in presenza di torsione vengono in genere fornite nei codici modello (vedasi ad es. il Model Code) le indicazioni sulle rigidezze da assumere in sede di calcolo.

5. INFLUENZA DELLE PROPRIETÀ REOLOGICHE SULLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Riserviamo infine un breve cenno sulla influenza delle proprietà reologiche dei materiali sulle verifiche agli stati limite di esercizio.

Abbiamo sottolineato in precedenza la influenza delle proprietà reologiche sulla determinazione delle deformazioni V_s .

E' sufficiente peraltro porre mente alla possibilità che le deformazioni impresse di origine reologica hanno di mutare il regime, non solo delle deformazioni, ma anche delle tensioni in esercizio — in particolare ciò è vero per quelle costruzioni per le quali la configurazione definitiva in esercizio è raggiunta attraverso una storia più o meno complessa delle condizioni di sollecitazione o di vincolo, per le strutture costituite con materiali eterogenei (le strutture in acciaio e calcestruzzo), per le strutture nelle quali il regime degli sforzi in esercizio è ottenuto attraverso l'introduzione di deformazioni artificialmente impresse (le strutture internamente o esternamente precomprese) — per rendersi conto come le proprietà reologiche stesse possono influire anche sulla verifica di durabilità essendo in grado di spostare nel tempo il risultato delle verifiche dello stato limite di fessurazione.

All'argomento in fase di notevole evoluzione negli ultimi anni, i codici modello hanno recentemente dedicato una attenzione particolare. Significativo è il caso del Model Code CEB-FIP [1] che nella fattispecie ha riservato al

⁽¹³⁾ Si vedano fra gli altri oltre al Model Code CEB-FIP [1] ed i relativi Complementi [6], la CP 110 inglese [13] alle quali largamente si ispirano le norme CNR [2].

problema un intero annesso, l'« Annesso e », al quale dovrebbe affiancarsi un Manuale di calcolo attualmente in preparazione⁽¹⁴⁾, mentre presso l'ACI un documento specifico sull'argomento è stato predisposto da una commissione ad hoc [14].

In via estremamente sintetica diciamo solamente che i criteri di calcolo suggeriti si fondano tuttora sulla teoria del fluage lineare che sembra l'unica impostazione praticabile ai fini delle applicazioni in campo ingegneristico.

Un largo dibattito si è sviluppato sulle leggi costitutive da un lato⁽¹⁵⁾ e sui metodi di calcolo degli effetti strutturali dall'altro [17] [18].

Per quanto attiene ai metodi di calcolo, come sempre nell'ingegneria, i metodi di calcolo pratici risultano dalla conveniente semplificazione delle impostazioni di carattere generale che assumono il significato di metodi di controllo. Il Manuale CEB sugli effetti strutturali delle deformazioni differite del calcestruzzo prevede pertanto di riservare — così come avviene anche in altri settori, ad esempio nel campo della instabilità — uno spazio opportuno alla presentazione di un metodo del tutto generale che discende dalla applicazione delle ipotesi fondamentali (nell'ambito della teoria del fluage lineare tale metodo si configura necessariamente in un metodo di soluzione numerica della equazione integrale di Volterra che regge il problema), le finalità del metodo essendo quelle di costituire — oltre che uno strumento per la soluzione di problemi di 2° livello — soprattutto, come si è detto, un metodo di riferimento per la calibrazione dei metodi semplificati.

6. CONCLUSIONI

Il discorso sulla sicurezza con riferimento alle caratteristiche essenziali legate all'uso della struttura ed alla sua durabilità si è fatto in questi anni alquanto articolato e complesso. Interessanti passi sono stati compiuti per la soluzione dei problemi relativi nell'ottica dei metodi semi-probabilistici agli stati limite.

Alcuni aspetti del problema — in particolare quelli concernenti la deformazione — sembrano meritare tuttavia un ulteriore approfondimento in vista della esecuzione di « misure » sempre maggiormente significative.

⁽¹⁴⁾ Del Manuale sugli effetti strutturali delle deformazioni differite del calcestruzzo sono già stati pubblicati dal CEB due successivi drafts [15] [16]; il gruppo di lavoro diretto dallo scrivente sta provvedendo alla stesura definitiva che prevede un notevole rimaneggiamento dei due drafts precedenti per tenere conto degli sviluppi della questione negli ultimi anni.

⁽¹⁵⁾ E' attualmente in programma una serie di incontri intesi a fare il punto sulla questione a livello internazionale ed in prospettiva a stabilire dei criteri similari in sede CEB e ACI per la formulazione di leggi costitutive adatte alla pratica applicazione ed al formato dei codici.

BIBLIOGRAFIA

[1] Système International de Réglementation Technique Unifiée des structures - Vol. I, Règles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et de matériaux - Vol. II, Code Modèle CEB-FIP pour les structures en béton - CEB Bulletin n. 124 125 F - Paris 1976.

[2] CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche): Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in cemento armato e cemento armato precompresso col metodo semi-probabilistico agli stati limite - Bollettino Ufficiale CNR, pt. IV, n. 58 - 1978.

- [3] Migliacci A., Mola F.: «Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.» - Masson Italia - Milano 1978.
- [4] Leonhardt F.: «C.A. e C.A.P. Calcolo di progetto e tecniche costruttive - Vol. IV, Verifiche della funzionalità delle costruzioni in c.a. e c.a.p.» - Edizioni tecniche ET - Milano 1978.
- [5] CEB-FIP: «Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton» - 1970.
- [6] CEB: Compléments au Code-Modèle 1978 (1er Draft) - CEB Bulletin n. 130 - Paris 1979.
- [7] Mancini G.: «Stato limite di microfessurazione e relativa verifica in sezioni rettangolari in c.a. soggette a sollecitazione di pressoflessione» - Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, 1978.
- [8] Rüschi H.: «Conglomerato armato e precompresso» - Vol. I» - Edizioni Tecniche ET - Milano 1978.
- [9] Macchi G.: «Etude des déformations limites statiques et dynamiques admissibles dans les ouvrages» - Colloque Inter Associations AIPC - FIP - CEB - RILEM - IASS, Liège 1975.
- [10] Indelicato F.: «Lo stato limite di deformazione nella Norma CNR sul c.a. ed il c.a.p.» - Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni n. 329, Politecnico di Torino, 1976.
- [11] A.C.I.: «Building Code Requirements for Reinforced Concrete» - Detroit 1971.
- [12] Branson D.E.: «Design procedures for computing deflections» - ACI Journal, September 1968.
- [13] B.S.I.: «C.P. 110, Code of practice for the structural use of concrete» - London, November 1972.
- [14] A.C.I.: Committee 209 - «Creep, shrinkage, temperature» - ACI Publication SP 27 - Detroit 1971.
- [15] CEB: Manuel de Calcul CEB-FIP «Effets structuraux des déformations différées du Béton» - Bulletin d'information n. 80, Paris 1972.
- [16] CEB: Manuel de Calcul CEB «Effets structuraux des déformations différées du Béton» - Bulletin d'information n. 94, Paris 1973.
- [17] Chiorino M.A., Napoli P.: «Creep prediction and evaluation of creep structural effects in C.E.B. 1978 Model Code for concrete structures» - RILEM Colloquium on Creep of Concrete, Leeds, 1978 - Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, n. 382, 1978.
- [18] Chiorino M.A.: «Viscosità e ritiro» - Corso AICAP - Mac Mediterranea, sulla progettazione delle opere in c.a. e c.a.p., Roma 1978.

Acciaio da cemento armato e da cemento armato precompresso

Relazione del Prof. Ing. Luca Sanpaolesi (*)

1. INTRODUZIONE

Dato il tema del convegno centrato sulla «evoluzione dei codici» — prima di trattare in maniera più specifica l'argomento affidatomi relativo alle armature da cemento armato e cemento armato precompresso — ritengo opportuno premettere alcune considerazioni generali sui problemi normativi.

E' anzitutto evidente che negli ultimi venti anni le normative, siano esse nazionali o internazionali, si sono trasformate da documenti sintetici e prescrittivi, quali erano un tempo, in regole dettagliate che vogliono coprire tutti gli aspetti progettuali ed esecutivi; di conseguenza da un lato si sono fortemente appesantite e hanno assunto le proporzioni di veri e propri « manuali », dall'altro tendono a vincolare sempre più il progettista lasciandogli margini di autonomia e inventiva sempre più limitati.

In effetti e stranamente, a mio parere, tutte le componenti dell'atto costruttivo invocano oggi norme sempre più precise e sempre più particolareggiate; solamente pochi, tra i quali mi pongo, auspicano norme che definiscano i carichi, i materiali e la sicurezza soltanto, lasciando libertà ai progettisti sulla assunzione dei metodi di calcolo. A questo proposito occorre, purtroppo, tener conto della situazione specifica italiana, che fa sì che ogni normativa diventi Legge dello Stato e che di conseguenza ad essa debbano fare assoluto riferimento letterale non solo i Tecnici ma anche i Giudici o chiunque venga incaricato di compiti di controllo.

(*) Istituto di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria - Università di Pisa.

Personalmente vedrei meglio una normativa moderna imperativa estremamente sintetica, accompagnata da Istruzioni, Manuali, ecc., ma fuori da ogni ambito ufficiale.

A proposito della sempre maggior complicazione delle normative, vorrei riportare qui brevemente le conclusioni di una relazione che ho avuto occasione di ascoltare recentemente in sede internazionale, intorno ad una indagine condotta su circa 800 incidenti verificatisi nell'ultimo decennio in edifici civili e industriali, la maggior parte dei quali hanno determinato conseguenze molto gravi con circa 500 vittime.

Ebbene è risultato che oltre il 90% degli incidenti sono dipesi da grossolani errori umani, di progetto o di esecuzione, e meno del 10% per l'assunzione da parte dei Tecnici di un voluto (anche se non corretto) livello di rischio; mentre una stretta osservanza normativa avrebbe forse evitato anche quel 10%. Così stando le cose, viene quasi da domandarsi se, in tema di sicurezza strutturale, le più complesse valutazioni che le moderne normative impongono non potranno invece generare addirittura un aumento del numero di incidenti per un più elevato livello di errori umani. Tanto che i « futurologhi » delle normative stanno studiando cosa è possibile concretamente fare per ridurre tali errori.

Lasciando questo problema della sicurezza strutturale, indubbiamente suggestivo, passo ad una seconda osservazione di carattere generale che riguarda la evidente correlazione tra studi e ricerche da un lato ed evoluzione dei codici dall'altro. Questo aspetto senz'altro positivo, — anche se qualche volta l'urgenza con cui si vogliono trasferire nelle normative i risultati delle ricerche, provoca

scompensi e sfasature di non poco conto — ci assicura che, seguendo le norme, in effetti ci adeguiamo ragionevolmente allo sviluppo della tecnica nel mondo.

Una terza osservazione riguarda il salto di livello che i codici hanno attuato con l'introduzione delle metodologie probabilistiche (sia per il controllo dei materiali, sia per la misura della sicurezza) e con la verifica agli stati limite, che ha consentito di superare il modello convenzionale in elasticità lineare, certamente non aderente all'effettivo comportamento del cemento armato. Tuttavia, a questo proposito, debbo avanzare qualche perplessità sul contenuto delle nuove norme italiane, ormai in fase finale di approvazione, proprio per i già citati motivi di posizione imperativa e obbligatoria delle norme stesse.

Voglio infine ricordare che un aspetto ampiamente positivo è offerto dalla tendenza all'unificazione delle norme europee e dai lavori ormai in corso, per dare, entro tempi ragionevolmente brevi, una normativa ufficiale unica per tutti i Paesi della Comunità Europea: senza dimenticare poi i lavori dell'ISO (International Standards Organisation) destinati a fornire una normativa unica in tutto il Mondo, sia pure in tempi più lunghi.

2. ACCIAI DA CEMENTO ARMATO: EVOLUZIONE E STATO ATTUALE DEI CODICI

Un esame del recente passato ci consente facilmente di controllare come non vi sia stata negli ultimi tempi una tendenza di sostanziale innalzamento dei livelli di resistenza degli acciai. Infatti le norme italiane prevedono oggi acciai da c.a. con gli stessi valori di snervamento previsti dieci anni or sono.

Vi è stato però in questo periodo un notevole sforzo da parte dei produttori per una migliore messa a punto della produzione, allo scopo di assicurare una costanza dei prodotti. Costanza d'altronde tassativamente richiesta dall'introduzione dei nuovi metodi di controllo basati su criteri probabilistici. In effetti l'introduzione normativa della verifica con tali criteri, e cioè con la possibilità dichiarata di aver qualche dato sperimentale non conforme, pone non pochi problemi quando la si voglia utilizzare per i controlli d'accettazione, ovviamente condotti su campioni di scarsa numerosità. Infatti la verifica con criteri probabilistici trova il suo campo di piena validità quando venga attuata come controllo di produzione, cioè come controllo all'origine nello stabilimento del produttore.

Su questo punto la normativa italiana in corso di approvazione poco innova rispetto alla precedente, in quanto prevede ancora l'«autocontrollo» da parte del produttore, sia pure con criteri leggermente diversi, e lascia immutato il controllo di accettazione, condotto, non su base statistica, ma per singoli lotti di soli tre saggi.

L'idea del «controllo statistico in stabilimento» è senz'altro valida: tuttavia l'attuale metodologia adottata al riguardo mi trova in posizione critica, in quanto la ritengo insufficiente, spesso mal condotta da parte dei Produttori e con ben poca informazione e validità per chi debba utilizzarla. Neppure le innovazioni migliorative adesso apportate mutano tale convincimento.

Purtroppo questo stato di cose deriva da una carenza di strumenti legislativi, che non consentono una vera e propria «omologazione» dell'acciaio all'origine da parte di un Ente Ufficiale apposito come viene da tutti auspicato; da qui quegli artifici di «autocontrollo» su cui si arrampica la normativa e che sono responsabili di quegli inconvenienti già ricordati.

Inoltre l'attuale metodologia di controllo è basata sulla verifica statistica dello snervamento e della rottura, e sulla verifica sul minimo delle caratteristiche di duttilità; ma anche questo offre motivo di critica, perché è ben noto a tutti i Tecnici che se crisi vi può essere dal lato acciaio in una struttura in c.a. essa deriva essenzialmente da problemi di scarsa duttilità e non certo da uno o due punti in meno sullo snervamento. Viceversa la normativa attuale indirizza tutte le energie di controllo proprio in quella direzione.

Comunque, come ho detto sopra, il problema del controllo di produzione, cioè all'origine, resta senz'altro fondamentale nella moderna tecnica, nella quale i controlli non si devono intendere come strumento puramente «f scale» ma come un atto essenzialmente tecnico. Non resta quindi che augurarci che gli ostacoli giuridici attualmente esistenti possano essere rimossi, e si possa pervenire ad una vera e propria «omologazione» degli acciai, indispensabile, tra l'altro, per motivi di scambi e di reciprocità nell'ambito della Comunità Economica Europea.

Una seconda grossa questione affrontata nel recente passato, e ormai inquadrata, è relativa al problema della aderenza tra barre d'armatura e calcestruzzo. Le numerose ricerche condotte in tutti i Paesi hanno mostrato come essa vada ben oltre lo stretto significato della parola «aderenza» e come da essa siano in definitiva strettamente dipendenti la efficienza, la funzionalità e il comportamento a rottura delle strutture in c.a. Al riguardo sono stati studiati quantitativamente i vari fattori che contribuiscono al fenomeno e messe a punto metodologie (la prova Beam-test o controlli geometrici) atte a verificare l'esistenza di condizioni di idonea aderenza; metodologie di non poco rilievo pratico in quanto sono sufficienti, in determinati casi, modeste modifiche dei rilievi delle barre (ad esempio per usura dei cilindri dei laminatoi) per determinare un caduta critica della aderenza. D'altronde questa caratteristica è importantissima in quanto da essa dipende la possibilità di impiegare acciai di elevate caratteristiche resistenziali e di soddisfare le esigenze di ancoraggi validi ed appropriati.

Il settore degli acciai incruditi, nei quali cioè viene provocato un incremento della resistenza con deformazioni a freddo, si è molto ridotto, a tutto vantaggio degli acciai a snervamento definito, che oltretutto presentano aspetti più chiari di comportamento strutturale.

Un problema tutt'ora non ben precisabile quantitativamente è quello della saldabilità delle barre d'armatura, laddove occorra disporre di lunghezze superiori a quelle commerciali; la difficoltà sta nel fatto che la «saldabilità» di un acciaio è una attitudine non facilmente controllabile o verificabile con prove semplici. La sola soluzione possibile, sostanzialmente quella dell'attuale normativa, è di lasciare al produttore il compito di garantirla (possibilmen-

te con l'« omologazione ») dando nel contempo le prescrizioni sulle modalità da seguire per le operazioni di saldatura.

Si osserva poi un impiego sempre maggiore delle reti elettrosaldate e, ancor più generalmente, di quei prodotti che semplificano le lavorazioni in cantiere. È probabile, facendo confronti con quanto avviene in altri Paesi, che tale tendenza si accentui nel prossimo futuro anche in Italia.

Più rigorosi controlli di duttilità e verifiche a fatica a basso numero di cicli sono stati prospettati per gli acciai da impiegare nelle zone sismiche, anche se, a mio parere, i comportamenti carenti verificatisi in determinati casi e dai quali prendono lo spunto tali tendenze, sono dipesi essenzialmente da aspetti tecnologici di esecuzione e di progettazione dei particolari, e non invece da carenze proprie del materiale acciaio.

Non si può qui fare a meno di accennare più generalmente all'aspetto della disposizione delle armature e della realizzazione dei particolari. Questo aspetto, certamente molto importante per la buona riuscita delle costruzioni in c.a., è stato nettamente trascurato dalle norme italiane, sia nelle edizioni preesistenti sia in quella attualmente in corso di approvazione, che ricalca sostanzialmente le precedenti prescrizioni. Invece l'esperienza insegna che i casi d'insuccesso che si rilevano sono in gran parte imputabili proprio a questi aspetti, solo apparentemente di dettaglio, ma in realtà di importanza fondamentale. Ad essi è collegato, tra l'altro, il grosso problema della protezione delle armature dalla corrosione e della conseguente implicazione dello spessore e tipo di ricoprimento. Sta di fatto che in diversi Paesi questo aspetto è stato preso in ben più seria considerazione che da noi e sta addirittura condizionando la produzione di certe tipologie di prefabbricati con piccoli spessori.

Infine, in campo europeo, sono state definite, ormai da diversi anni, le Euronorm n. 80, 81 e 82 che precisano le caratteristiche dei tipi di barre da c.a. validi in sede europea e a cui dovrebbero tendere le varie normative nazionali. Le qualità previste sono sostanzialmente tre sole, e cioè, Fe B 22, Fe B 40 e Fe B 50, il primo per barre lisce e lervate e gli altri per barre ad aderenza migliorata. Così pure sono in corso i lavori del Comitato ISO-TC 17/SC16 che, con notevole numero di Paesi partecipanti, pone le basi per una standardizzazione mondiale in questo settore.

3. ACCIAI DA CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO: EVOLUZIONE E STATO DEI CODICI

Anche in questo settore non vi sono stati importanti progressi per quanto concerne le caratteristiche degli acciai. Non è da segnalare nessun progresso di importanza pari a quello della produzione, iniziata circa un decennio fa, di fili e trefoli stabilizzati, cioè a basso rilassamento, che determinò un vero e proprio passo avanti nel settore. Nell'ultimo decennio è stata soprattutto razionalizzata e normalizzata la produzione; fatto questo di grande interesse quando si tenga conto dell'impegno economico necessario a realizzare impianti razionali ad alta produttività, della necessità di non diversificare eccessivamente i pro-

dotti e dei grandi mercati apertisi nello stesso periodo.

Tra gli aspetti innovatori si può ricordare l'entrata in funzione di impianti di laminazione vergella caratterizzati da alta produttività, garanzia di tolleranze ristrette del laminatoio e trattamento termico finale della vergella dal calore di laminazione; trattamento che consente la trafilatura senza il preliminare patinamento e che dai trefoli, attualmente interessati, è probabile possa interessare anche i fili in un prossimo futuro.

Se si esamina attentamente l'indirizzo degli utilizzatori a proposito dei vari tipi di prodotti, si rileva un netto orientamento a favore degli acciai trafilati (fili, trefoli e trecce), a detrimento degli acciai laminati. Così pure, fra i trafilati, vengono sempre più impiegati i trefoli, mentre i fili tendono ad assumere un ruolo marginale.

In ordine alle metodologie di controllo si ripete, anche per gli acciai da c.a.p., la stessa situazione che è stata illustrata per gli acciai da c.a. Cioè, in breve, nessuna sostanziale modifica degli attuali criteri normativi di « auto-controllo », insoddisfazione dell'attuale metodologia, effettiva estensione dei controlli statistici all'origine ed auspicio per una omologazione ufficiale dei prodotti.

Il campo della ricerca è — come sempre — molto attivo. Mi limito a segnalare qui alcuni dei molti problemi allo studio.

Nella realizzazione dei prefabbricati precompressi con maturazione accelerata si pone il problema della valutazione del rilassamento, certamente singolare, dato il ciclo termico cui l'armatura viene assoggettata. Presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Pisa su tale argomento sono in corso esperienze da oltre quattro anni; i risultati indicano che, dopo una iniziale importante caduta di tensione durante il ciclo di riscaldamento, vi è una forte riduzione della successiva quota di rilassamento, tanto che, dopo un periodo variabile tra 18 e 36 mesi, la caduta di tensione totale dell'armatura pretesa che ha subito il ciclo termico risulta addirittura minore di quella di confronto.

Altre ricerche sperimentali riguardano il comportamento dei sistemi di ancoraggio; con sollecitazioni a fatica, anche di piccola ampiezza, ed esame del comportamento a lungo termine. Si tratta, a mio parere, di un problema importante e sempre bisognoso di indagini ulteriori, come la pratica esperienza spesso ci ricorda; tornerò su questo punto trattando della nuova normativa italiana.

Un'altra ricerca in atto prende lo spunto dalla osservazione di rotture verificatesi in trefoli e fili, che, per la conformazione del cavo e la tipologia dell'opera, risultano soggetti a rilevanti pressioni trasversali (ad esempio per bruschi cambiamenti di direzione). Orbene, sono in corso studi sperimentali atti a indagare l'influenza, sulla rottura, degli stati di tensione pluriassiali che così si producono, al fine di stabilire in che misura si renda necessario contenere le tensioni di tiro in presenza di rilevanti pressioni trasversali, di origine diversa.

Oggetto di studio è anche il settore delle strutture con cavi « unbonded », che presentano non pochi problemi e, tra l'altro, non sono attualmente neppure previsti dalla normativa italiana.

Passando ora ad esaminare più in generale il settore normativo italiano, non si notano modifiche significative

per quanto concerne gli acciai da c.a.p. Le tensioni ammissibili nelle varie fasi, la valutazione delle cadute di tensione, i controlli di resistenza e duttilità sono invariati da molti anni, e poco innova la normativa di prossima pubblicazione eccetto alcuni miglioramenti delle regole tecnologiche ed esecutive.

Una importante novità riguarda invece gli ancoraggi da c.a.p. per i quali è in corso di emanazione una circolare del Consiglio Superiore dei LL.PP. La circolare prescrive che l'impiego di qualunque tipo di ancoraggio sia subordinato al deposito presso il Servizio Tecnico Centrale dei LL.PP. di una idonea documentazione teorica e sperimentale atta a comprovare l'efficacia del tipo di ancoraggio; tale documentazione, che deve essere depositata dal Produttore dell'ancoraggio, costituisce una forma di « autocontrollo », in attesa che possa essere adottata una più rigorosa omologazione, già auspicata per altri controlli. Personalmente ritengo la questione molto importante e molto valida, e la circolare adatta a mettere un certo ordine in un settore nel quale, sino ad oggi chiunque poteva fornire un qualunque prodotto senza essere obbligato ad alcun controllo.

Nel campo di unificazione europea è stata definita la Euronorm 138, la quale, oltre a normalizzare i vari tipi di acciai, stabilisce anche i controlli minimi che debbono essere eseguiti sia in produzione che all'accettazione, e nei due casi di esistenza o meno di un sistema di « certificazione »; scopo di questa Euronorm è ovviamente quello di indirizzare le norme nazionali verso un binario comune. Un importante studio al riguardo è stato inoltre predisposto dalla FIP.

Infine, come già precisato a proposito degli acciai da c.a., sono in corso i lavori di unificazione su scala mondiale del Comitato ISO-TC 17/SC16 che tratta gli acciai sia da c.a. che da c.a.p.

4. PROSPETTIVE FUTURE

Conclusa così questa rapida panoramica sulla situazione attuale, mi resta ora da tentare qualche proiezione sulle tendenze e prospettive future quali oggi si intravedono, limitandomi al settore delle armature da c.a. e c.a.p.

Credo anzitutto che si darà sempre maggiore importanza, sia in sede tecnica che in sede normativa, a tutti gli aspetti collegati con la durabilità delle opere e, in particolare, con la manutenzione, la difesa dalle aggressioni, la resistenza al fuoco. Ciò porrà certamente dei problemi con diretto riflesso sugli acciai, sia da c.a. che da c.a.p.

Un secondo aspetto, che certamente verrà affrontato, sarà l'« omologazione » degli acciai da parte di un apposito Ente Ufficiale; su questo punto già mi sono intrattenuto nel corso della mia esposizione e quindi mi limito a ribadire la mia ferma convinzione sulla necessità di risolvere tale problema.

Passando in modo particolare agli acciai da cemento armato, le due linee di sviluppo saranno probabilmente un incremento della resistenza e, se possibile, un ulteriore affinamento delle conoscenze sull'aderenza. Sul primo punto la Euronorm n. 80 prevede già un acciaio con snervamento di 5.000 kg/cm^2 , e senz'altro le normative nazionali tenderanno ad esso; vi saranno certamente problemi produttivi da superare, dato che già oggi per l'acciaio Fe B 44 è fatica, a volte, a conseguire la duttilità e la omogeneità necessarie. Collegato a questo incremento di resistenza, e quindi di tensione di servizio, è poi il problema dell'aderenza già ricordato.

Anche per gli acciai da c.a.p. si tenderà certamente a produrre acciai con caratteristiche di resistenza più elevate. Il problema è, in un certo senso, da sempre allo studio; attualmente il criterio che si intravede a medio termine è quello di ridurre il diametro dei fili elementari, potendosi così conseguire resistenze più elevate; già oggi si producono acciai con resistenza dell'ordine di 250 kg/mm^2 e con buone caratteristiche di duttilità. Tuttavia questa strada comporta da un lato costi elevati e dall'altro pone problemi di protezione, essendo ovviamente più critico il fenomeno dell'aggressione su elementi di piccolo diametro; ma è sperabile e probabile che anche qui l'inventiva dell'uomo sia in grado di offrirci soluzioni più efficienti e più complete.

E proprio con questo auspicio e con la certezza che l'affinamento delle conoscenze proseguirà e porterà a notevoli progressi nella tecnica e nei codici, chiudo questa mia esposizione.

Criteri esecutivi e controlli

Relazione del Prof. Ing. Antonio Migliacci (*)

1. PREMESSE E SCOPI

I codici che regolano la realizzazione delle opere in c.a. e c.a.p. si sono sempre interessati della fase esecutiva e dei controlli, cercando di stabilire per essi regole circostanziate. Indipendentemente dalla validità di tali regole, lo spirito di esse, ben preciso, è quello di cautelare contro la possibilità di avvenire di eventi contrari alla buona riuscita della realizzazione.

Tuttavia, se è vero che lo spirito delle regole di esecuzione (disposizioni costruttive) è ben riconoscibile, l'inserimento diluito di esse nell'arco di un codice, soprattutto se questo non è organizzato sulla base di concetti probabilistici, rende difficile riconoscere gli scopi singoli per cui tali regole vengono formulate, talché si può solo trarre l'affermazione generica sopra indicata che lo spirito è quello di cautelare nei confronti di eventi contrari che possono avvenire durante l'esecuzione. E per quanto riguarda le regole di controllo, il loro scopo parrebbe limitato a quello di accertare la possibilità d'esercizio dell'opera, attestandone la corretta e buona esecuzione. Talvolta, invero, si hanno cenni per quanto riguarda lo svolgimento dell'esercizio stesso, cioè si pone mente al problema della manutenzione.

Se è vero quanto ora si è detto, compito primario sembra essere quello di definire gli scopi cui si rivolgono le regole di esecuzione e di controllo, prima di passare a svolgere considerazioni specifiche su di esse. Una distinzione

razionale di tali scopi può essere stabilita in modo abbastanza agevole se la progettazione viene fatta sulla base di concetti probabilistici, come ad esempio può essere se si utilizza il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Ora, come si può vedere già nel titolo, una prima distinzione separa l'esecuzione dalla parte relativa ai controlli. Seguendo questa via si può dire quanto segue.

Per la parte esecutiva, le regole hanno primariamente lo scopo di ridurre al minimo il rischio di errori, difetti o disattenzioni nella fase esecutiva. Esse pertanto devono contenere precise disposizioni costruttive riguardanti, sia i materiali, sia i mezzi d'opera, sia le modalità costruttive impiegate.

A fianco di queste regole di carattere tecnologico, si hanno altre regole esecutive, che potremmo dire di carattere progettuale, che hanno tre scopi ben distinti:

— il primo è di garantire che siano realizzate le ipotesi sulle quali sono basate le misure della sicurezza degli stati limite ultimi di cui si è fatta la misura (cioè ad esempio dare validità ai calcoli a rottura), in particolare assicurando le necessarie duttilità alle sezioni e agli elementi, evitando fragilità e disorganizzazioni locali;

— il secondo è di rendere automaticamente positive le misure della sicurezza di stati limite, sia di carattere ultimo che di esercizio, che non sono stati presi in considerazione, spesso in conseguenza della schematizzazione del modello assunto per il calcolo, modello che travisa inevitabilmente la realtà;

— il terzo, infine, è di rendere automaticamente posi-

(*) Ordinario di Progetti di Strutture - Facoltà di Ingegneria - Politecnico di Milano.

tive le misure della sicurezza di stati limite, aventi principalmente carattere di esercizio, la cui misura allo stato attuale delle conoscenze non è ancora fattibile o conosciuta, in particolare rendendo quindi positiva la misura della durabilità prefissata.

Per la parte relativa ai controlli, al di là dei controlli preventivi su modelli o prototipi, le regole riguardano tre aspetti distinti:

— il primo costituisce uno strumento indispensabile nelle mani del progettista per accertare che le parti più essenziali e delicate dell'opera siano eseguite precisamente come è stato concepito, riducendo il rischio che proprio in esse abbiano ad avvenire errori o difetti di esecuzione;

— il secondo rappresenta per così dire il collaudo dell'opera, strumento che si articola, attraverso diverse operazioni, talvolta anche durante il corso dei lavori stessi, e che ha per scopo la dichiarazione di possibilità d'uso dell'opera per il fine cui essa è stata realizzata* (messa in esercizio);

— il terzo, infine, interessa lo svolgimento dell'esercizio e quindi viene a far parte delle operazioni di manutenzione, consentendo di premunirsi durante la vita dell'opera nei confronti di eventi che tendano a modificare in senso negativo le possibilità d'uso.

Sulla base delle distinzioni ora fatte, nei paragrafi successivi si considerano alcune regole esecutive e di controllo, parte delle quali contenute nei codici attuali, mostrando attraverso alcune esemplificazioni come esse possano rientrare appunto nelle finalizzazioni ora indicate.

2. CRITERI ESECUTIVI

Come si è visto nel paragrafo precedente, vi è una serie di criteri di carattere tecnologico ed una di carattere progettuale.

Considerandole singolarmente si ha quanto segue⁽¹⁾.

2.1. Regole esecutive di carattere tecnologico

Per le opere in c.a. e c.a.p. le regole tecnologiche possono dividersi in tre gruppi:

— un primo gruppo di regole, che sono le più importanti, è rivolto al materiale calcestruzzo, la cui realizzazione in opera presenta i rischi maggiori di difetti;

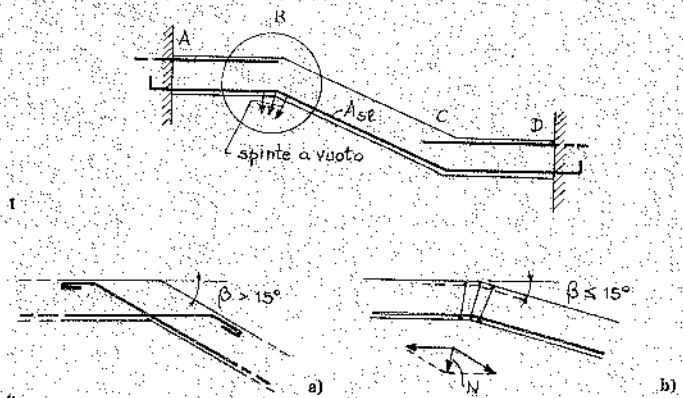
— un secondo gruppo riguarda le armature metalliche, soprattutto per la loro lavorazione e messa in opera, più che per il materiale acciaio, dato che questo si presenta praticamente garantito;

— un terzo gruppo ha lo scopo di cautelarsi contro disavvedute disposizioni o modalità costruttive.

Prima di fare qualche considerazione, vale la pena di chiarire il senso tecnologico di queste regole. Così, ad esempio, per la trave a ginocchio di figura 1 l'errata disposizione delle armature tese A_s nel modo B costituisce un fatto progettuale e non tecnologico; la regola corrispondente che

prescrive di ancorare separatamente le due armature (fig. 2, a), oppure di riprendere con idonee armature trasversali la risultante N delle due trazioni (fig. 2, b), è una regola esecutiva di carattere progettuale⁽²⁾.

Pertanto, le regole tecnologiche riguardanti le armature devono solo dare suggerimenti per la lavorazione e la messa in opera delle armature stesse, al fine di ridurre al minimo il rischio di errori o difetti che possono avvenire durante tali fasi.



2.1.1. Relative al calcestruzzo

Come si è indicato, le regole tecnologiche riguardanti il calcestruzzo sono le più importanti. L'assenza sul mercato normativo italiano di un codice per la tecnologia del calcestruzzo è quanto di più deleterio si possa pensare. Non è assolutamente più possibile disattendere la necessità di tale codice, come pure la obbligatorietà per un progettista di marcare sui disegni di progetto, a fianco della resistenza caratteristica f_{ck} , le caratteristiche di lavorabilità e qualità del calcestruzzo, almeno attraverso il rapporto A/C e l'indicazione degli eventuali additivi, nonché il diametro massimo degli inerti da impiegare.

La progettazione della « ricetta » d'impasto del calcestruzzo, nonché delle specifiche per la sua messa in opera (modalità di trasporto, getto e ripresa), per la sua compattazione, disarmo e cura sono altrettanto importanti delle scelte progettuali e di tutte le misure della sicurezza che si possono fare. Come per queste, quindi, i codici che governano la realizzazione delle opere devono contenere precise regole normative, per quanto s'intende normattizzabile in un codice legislativo. A fianco di esso resta indispensabile l'emanazione di opportune Istruzioni o Manuali che coprano l'intero campo delle possibili realizzazioni (impiego di inerti particolari, getti contro terra, subacquei, a temperature diverse dalle normali, ecc.).

Tale codice per la tecnologia del calcestruzzo deve coprire in particolare il rischio di difetti che possono avvenire nelle iniezioni dei condotti dei cavi, assegnando pre-

(1) Tutta la simbologia impiegata è quella adottata attualmente dal CEB e dalla letteratura internazionale sul c.a. e c.a.p. (simboli anglosassoni).

(2) Avete infatti lo scopo di proteggere contro lo stato limite di distacco locale del calcestruzzo ed espulsione delle barre sotto le cosiddette « spinte a vuoto ».

cise specifiche per la confezione e la messa in opera delle malte d'iniezione.

Se si guarda quanto contenuto al riguardo nell'attuale D.M., e pure nella bozza del prossimo, non v'è che da restare piuttosto stupiti. Per le norme di esecuzione relative al c.a. ordinario, per il calcestruzzo vi è solo un breve trafiletto al punto 6.1.1, che riguarda gli impasti, assolutamente insufficiente nella sua formulazione, tanto da potersi considerare come veramente inutile.

Un poco meglio vanno le cose per quanto riguarda il c.a.p. poiché per evoluzione storica le parti del D.M. che riguardano il c.a.p. (paragr. 6.2) provengono da una normativa più ricca, derivata da quella internazionale della FIP. Tuttavia, alla luce delle esigenze attuali, anche questa parte tecnologica, fatto salvo il problema dell'iniezione dei condotti, si può riconoscere come ancora incompleta ed insufficiente⁽²⁾.

2.1.2. Relative alle armature

Come già sottolineato, si tratta delle regole per la lavorazione e la messa in opera delle armature, quest'ultima comprendente anche le operazioni di tiro nel caso del c.a.p.

Anche per esse, nei nostri D.M. si trova qualche specifica per quanto riguarda il c.a.p. (nei punti 2.3.4 e 6.2.4), mentre per quanto riguarda le armature da c.a. si ha solo l'indicazione di escludere la piegatura a freddo per le barre di acciaio inossidato (punto 6.1.3).

Invece, per la messa in opera delle armature occorre innanzitutto dire che deve essere garantita l'inamovibilità delle armature nelle forme durante la compattazione, come pure l'assenza di spostamenti che potrebbero essere provocati ad esempio dal passaggio di operatori (si pensi alle armature superiori degli sbalzi). Inoltre, che sono indispensabili adeguati interspazi fra le armature (interferro), dipendenti non solo dal diametro delle barre o dalle dimensioni dei condotti (cui consegue la potenza del cavo e quindi le spinte sul calcestruzzo nei tratti curvi durante la tesatura), ma anche dalle massime dimensioni dell'inerte impiegato (che non abbia a « far ponte ») e dalle dimensioni, se occorre, dell'attrezzo vibrante da introdurre.

2.1.3. Relative a disposizioni e modalità costruttive

Si tratta delle regole tecnologiche aventi per scopo di cautelare contro l'avvenire di difetti durante l'esecuzione per colpa di disavvedute disposizioni o modalità costruttive.

Disavveduta disposizione costruttiva è quella di figura 3-a, che prevede un cavo unico da testata a testata con eccessive perdite per attrito, fra l'altro difficilmente valutabili.

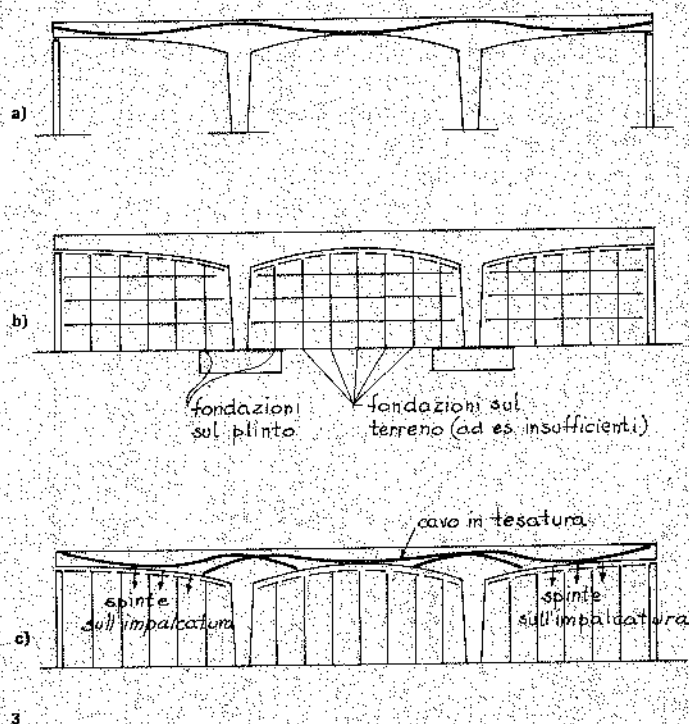
Disavveduta modalità costruttiva è quella di figura 3-b, se si immagina che le fondazioni di alcuni puntelli di sostegno siano insufficienti (ossia, troppo deformabili), come pure quella di figura 3-c, se l'ordine di tesatura, tale da

(2) Qualcosa era contenuto in embrione nelle Istruzioni redatte dal CNR relative al metodo semi-probabilistico agli stati limite e qualcosa pure si era iniziato presso l'AICAP con una commissione intitolata appunto Tecnologia del calcestruzzo, della quale sono stato coordinatore.

non dar luogo all'autodisarmo dell'intero architrave, provoca instabilità in alcuni puntelli di sostegno.

L'esame dei codici attualmente esistenti, per quanto riguarda queste regole tecnologiche, è veramente sconcertante. Salvo brevi ed imprecise prescrizioni per il disarmo (punto 6.1.5), non si rilevano regole complete per una scelta corretta delle disposizioni e modalità costruttive di tipo tecnologico-connesse sia alle impalcature di sostegno e alle forme che alle armature metalliche, né si trovano regole per la nuova tecnologia dei casseri scorrevoli ormai entrata nell'uso corrente.

Un manuale tecnologico di esecuzione appare quindi altrettanto indispensabile del codice relativo alla tecnolo-



gia del calcestruzzo, se non si vuole che l'onere ed il travaglio relativo alla progettazione sia vanificato in fase esecutiva da errori o disattenzioni cui possono anche conseguire difetti irreparabili⁽⁴⁾.

2.2. Regole esecutive di carattere progettuale

Per quanto riguarda questa serie di criteri, i codici attuali sono assai più ricchi di prescrizioni poiché è tradizione storica per una norma di codificare in forma legislativa quanto riguarda la progettazione (calcoli e misure di sicurezza) e di disattendere invece l'esecuzione per l'aspetto tecnologico di essa considerato come campo della libera invenzione.

(4) Sempre le citate Istruzioni CNR (vedi nota (3)) contenevano, seppure in forma sommaria, alcune prescrizioni per le tecnologie di esecuzione.

Come si è visto nelle premesse, le regole esecutive di carattere progettuale possono considerarsi come necessarie per:

- dare validità alle misure degli stati limite ultimi misurati;
- rendere automaticamente positive le misure di stati limite non presi in considerazione;
- rendere automaticamente positive le misure di stati limite (in specie di esercizio) non misurabili.

Nel prosieguo tali regole vengono considerate singolarmente attraverso alcune esemplificazioni, giungendo a riconoscere, da un lato, che i codici attuali fanno in effetti menzione di molte di esse; dall'altro, che la loro introduzione nei codici meriterebbe un'organizzazione diversa dall'attuale.

2.2.1. Regole necessarie per la validità delle misure ultime fatte

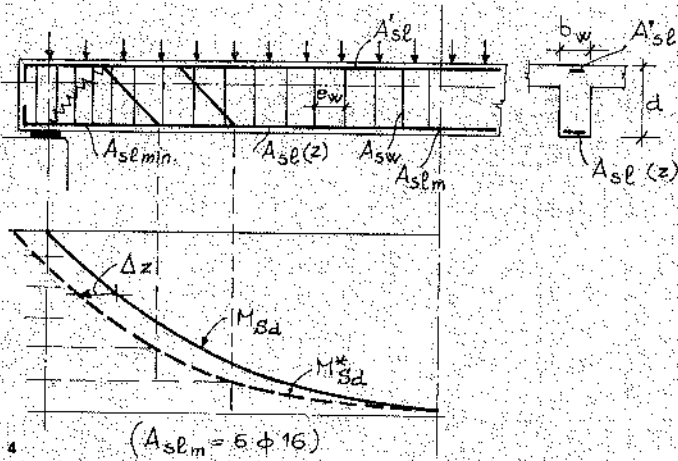
Cominciamo con un semplicissimo esempio, riguardante una trave in c.a. semplicemente appoggiata (fig. 4).

Per l'accettazione della struttura, obbligo primario è la sicurezza ultima, cioè innanzitutto attraverso la misura dello stato limite ultimo (M) e dello stato limite ultimo (V).

Tali misure siano entrambe positive (lo stato (M) misurato in mezzeria).

Il codice semi-probabilistico agli stati limite prescrive due regole aggiuntive:

- la prima, che le armature longitudinali A_{sl} restino efficienti (cioè possono essere interrotte o rialzate) secondo la regola del « decalage »;

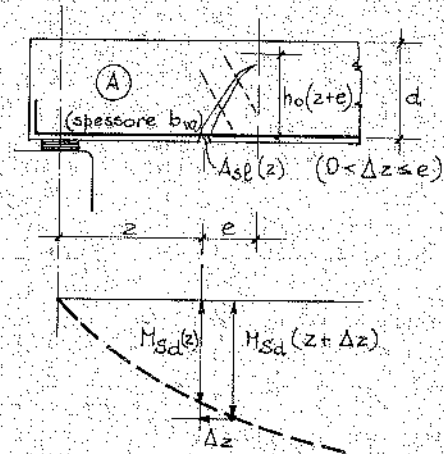


— la seconda, che le armature d'anima A_{sw} siano almeno in un determinato quantitativo minimo $\rho_{sw \min}$ con interasse non superiore ad un dato massimo $e_w \max$.

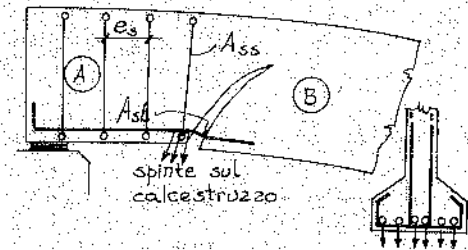
La prima regola ha lo scopo di garantire che allo stato ultimo l'armatura $A_{sl}(z)$ sia in grado di assicurare l'equilibrio del cono di trave A isolato dalla fessura obliqua (fig. 5).

Come è noto, ne consegue:

$$f_{sd} A_{sl}(z) \geq \frac{M_{Sd}(z + \Delta z)}{h_0(z + e)}$$



5



6

essendo Δz funzione del quantitativo e tipo dell'armatura d'anima e dell'ipotesi di crisi (in particolare, della proiezione e della fessura obliqua sull'asse della trave).

Ne deriva la necessità di una traslazione Δz del diagramma delle sollecitazioni di progetto M_{Sd} per poter misurare positivamente lo stato (M) lungo la trave.

La seconda regola ha lo scopo di garantire che nei riguardi dello stato ultimo (V) crisi lato acciaio, si possa conteggiare nella corrispondente resistenza di progetto V_{Rd} il contributo resistente dell'effetto bierta espresso, come è noto, in forma moltiplicativa dal fattore $(1 + 50 \rho_{sl})^{(2)}$.

Pertanto, le staffe avvolgenti le barre longitudinali avrebbero sotto questo riguardo lo scopo di sorreggere le spinte esercitate dall'armatura sul calcestruzzo (fig. 6). E per questo « servizio » si richiede anche un interasse e_s non troppo eccessivo (ad esempio 30 cm), nonché un sufficiente ancoraggio delle staffe « caricate » verso l'esterno dalle barre longitudinali (particolare della sezione in fig. 6).

Comunque, l'armatura A_{sw} è pure favorevole nei riguardi sia dell'effetto pettine che dell'effetto ingranaggio, per quest'ultimo impedendo l'allontanamento delle due parti A e B.

(2) Si ricorda che l'espressione di V_{Rd} per la crisi lato acciaio (detta impropriamente taglio-trazione) è la seguente:

$$V_{Rd} = 0,9 f_{sd} d \frac{A_{sw}}{c_w} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \text{sen} \alpha + 0,25 (-f_{ctd}) b_w d (1 + 50 \rho_{sl}) (1,6 - d/m),$$

nell'ipotesi di effetto ingranaggio nullo (o trascurabile).

6

Inoltre, l'armatura A_{sw} si manifesta utile nei confronti della possibile instabilità dell'armatura longitudinale superiore A'_{st} , nonché di possibili torsioni prodotte da una dissimmetria di carico sugli impalcati portati dalla trave o per effetti conseguenti ad altre cause di sollecitazione, ed esercita infine una preziosa azione di confinamento sul calcestruzzo compresso assicurando migliore validità all'ipotesi $\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$.

In effetti, va notato che i primi due di tali servizi non rientrano nella finalizzazione considerata in questo punto, ma in quella del punto successivo, giacché costituiscono le protezioni insensibilmente disposte per stati limite non presi in considerazione.

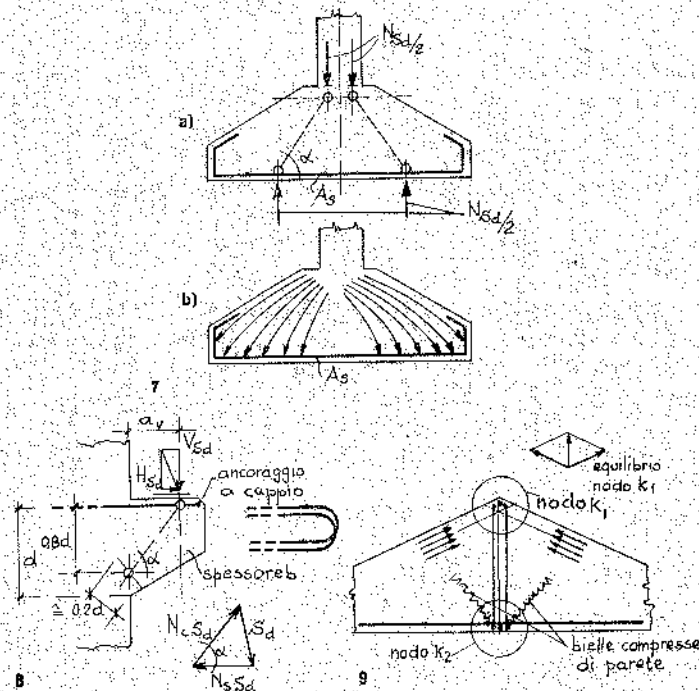
Per proseguire, conviene vedere una volta per tutte come debba essere espressa dai codici la necessità che a rottura resti efficiente il meccanismo resistente. Per la crisi lato acciaio la richiesta è che nel « nodo teorico » del traliccio resistente ove si fa l'equilibrio, sia garantito l'ancoraggio delle barre tese.

Ad esempio, per la fondazione sottomuro di figura 7 a, il meccanismo resistente allo stato ultimo è quello ivi rappresentato per il quale si ha la misura (per ml di fuga di muro):

$$f_{sd} A_s \geq \frac{N_{gd}/2}{\text{tg}\alpha}$$

La misura ultima è positiva se congiuntamente:

- è verificata la relazione precedente;
- l'armatura A_s è sufficientemente ancorata.



Lo schema di figura 7 b mostra come vada realizzato l'ancoraggio dell'armatura A_s , affinché su di essa possano impostarsi le traiettorie inclinate dalle compressioni, e suggerisce l'opportunità di non scalare l'armatura stessa.

Per la medesima necessità, nella mensola di figura 8 si consiglia per l'armatura A_s , ad esempio, un ancoraggio a coppia nel piano orizzontale e per la trave a capanna di figura 9 di avvolgere con le barre del tirante A_s i due correnti, nel nodo superiore d'equilibrio diretto K_1 ed attorno alla catena inferiore nel nodo K_2 .

Sempre allo scopo di garantire l'efficienza del meccanismo resistente ultimo, nella misura di torsione (T) si prescrive l'adozione di una barra corrente in corrispondenza degli spigoli della sezione per sostenere la risultante delle compressioni oblique del calcestruzzo, e nel contempo un ragionevole avvicinamento delle staffe trasversali (fig. 10) ⁽⁶⁾.

In modo unitario si può quindi dire che affinché la misura della sicurezza ultima sia positiva, non è sufficiente che siano verificate le relazioni di misura del tipo usuale $R_d \geq S_d$ (crisi lato acciaio e crisi lato calcestruzzo), ma è necessario anche che siano rispettate determinate disposizioni costruttive se non si vuole vanificare la sicurezza causa l'inefficienza del meccanismo resistente.

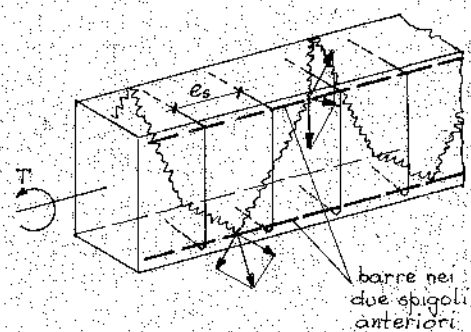
Ad esempio, nella situazione di figura 8, per la misura ultima dovranno essere:

a) verificate le misure:

$$\begin{cases} f_{sd} A_s \geq N_{sgd} \\ 0,15 f_{cd} b d \geq N_{csgd} \end{cases}$$

b) garantito l'ancoraggio del tirante A_s ;

c) garantita la resistenza ($0,15 f_{cd} b d$) del puntone di calcestruzzo (integrità della sua sezione e possibile diffusione



10

delle compressioni all'interno del corpo da cui la mensola aggetta) ⁽⁷⁾.

Per concludere, si considera il caso delle strutture iperstatiche. Come è noto, per la misura dello stato ultimo della struttura conseguente alle due caratteristiche attive (N, M) per la determinazione delle sollecitazioni si prospettano come possibili due tipi di metodi:

⁽⁶⁾ Affinché le barre negli spigoli non risultino « vincolate » su distanze eccessive. Infatti i codici attuali nel caso di torsione riducono il limite di 33 cm (oppure 30 cm) per l'interasse e_s al valore di 20 cm.

⁽⁷⁾ Ciò significa, ad esempio, che i fori per impianti e pluviali potranno portare ad una diversa espressione della resistenza crisi lato calcestruzzo.

— quello esatto, attraverso l'analisi non lineare;
 — quelli approssimati, ad esempio il calcolo elastico lineare con eventuali ridistribuzioni.

Con i metodi approssimati i codici prescrivono la necessità che siano evitate situazioni di fragilità locale (punto 4.1.1.2 del prossimo D.M.), per permettere che avvengano le rotazioni plastiche necessarie allo stabilirsi nella struttura delle sollecitazioni così determinate.

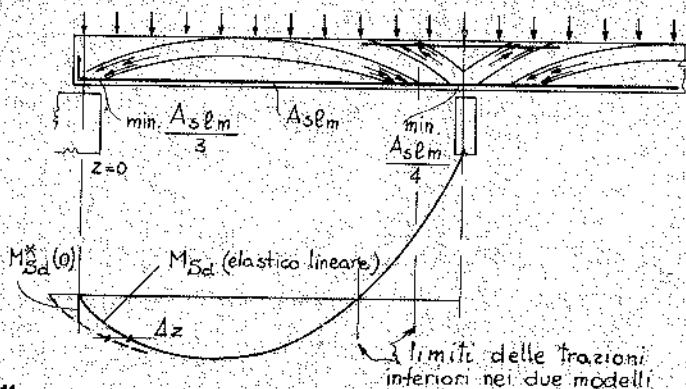
Pertanto, sono necessarie prescrizioni che limitino i quantitativi dell'armatura longitudinale ed i valori dell'interasse delle staffe. La prima limitazione (ad esempio, per il rapporto meccanico d'armatura $w_s \leq 0,4$ o meglio ancora più restrittiva) ha lo scopo di poter avere sezioni duttili (cioè per le quali siano grandi le rotazioni ultime in campo plastico), la seconda limitazione (ad esempio, per l'interasse $e_s = 1/2 e_s$ normale, cioè staffe raddoppiate) ha lo scopo di poter utilizzare i due « servizi » già riconosciuti in precedenza alle staffe stesse, di confinamento del calcestruzzo compresso e di protezione contro le possibili instabilità delle armature compresse.

Prescrizioni di questo tipo non appaiono in effetti nei codici attuali, nel mentre che, indipendentemente dalle necessità del calcolo, proprio gli ultimi eventi sismici ne hanno dimostrato la fondatezza.

2.2.2. Regole necessarie per la misura automatica di stati limite non considerati

Gli esempi sono frequentissimi e riguardano, sia stati ultimi che di esercizio.

Cominciando dai primi, ancora con riferimento al semplicissimo esempio di una travata in c.a., è certo che allo stato ultimo l'equilibrio della travata si manifesta mediante archi ribassati con catena, le cui imposte in corrispondenza degli appoggi di continuità sono molto prossime agli appoggi stessi (fig. 11). Ne consegue che rispetto al mo-



11

dello del calcolo classico (momenti M_{sd}) le trazioni inferiori giungono fino quasi agli appoggi di continuità, mentre sugli appoggi terminali il quantitativo di armatura inferiore necessario risulta maggiore di quello suggerito dalla regola del « decalage » (momento di calcolo $M_{sd}^*(0)$). La prescrizione contenuta nel manuale del CEB relativo al

« ferrailage » è quella di figura, con l'ovvia aggiunta che siano garantiti gli ancoraggi delle armature.

Sempre a riguardo della protezione di stati limite non considerati, si hanno le disposizioni dei codici che prescrivono un minimo di armatura longitudinale, ad esempio $\rho_{sl \text{ min.}} = 0,15\%$, allo scopo di proteggere contro lo stato di « strappamento » delle armature tese quando al « cracking » la risultante delle trazioni in precedenza sorrette dal calcestruzzo viene ad essere improvvisamente applicata all'acciaio.

Nelle strutture a piastra si consente talvolta, come è noto, un calcolo a trave in conseguenza delle dimensioni del campo e delle condizioni di carico. Tuttavia, avvicinandosi ai bordi paralleli alla « direzione » considerata per la trave o al di sotto ed in prossimità di carichi concentrati (o comunque di variazioni di carico), si generano azioni trasversali più o meno sensibili (cioè in sostanza il comportamento a piastra non può essere più disatteso).

Il modello a trave assunto per il calcolo travisa quindi la realtà ed è quindi necessario premunirsi contro stati ultimi (essenzialmente conseguenti alle sollecitazioni trasversali) non considerati nel calcolo ⁽⁸⁾. Lo scopo delle cosiddette armature di ripartizione delle solette è essenzialmente legato a questa circostanza, ma l'indicazione forfettaria di un minimo del 20% per l'armatura di ripartizione rispetto a quella principale come espresso dal nostro codice attuale (punto 5.3.5) è certamente troppo sommaria ed assolutamente incompleta per tutte le situazioni che possono presentarsi ⁽⁹⁾.

La maggiore incompletezza riguarda il fatto che se è vero che con tale armatura può anche risultare automaticamente soddisfatta la misura della sicurezza crisi lato acciaio, non può dirsi però soddisfatta la misura nella sua completezza, giacché resta scoperta la crisi lato compressioni. Ed invero le frequenti lesioni nelle parti compresse dei solai (anche con distacchi di pezzi di laterizio) in vicinanza di muri che ne hanno impedito la libera deformazione, è testimonianza precisa di questo fatto (cioè, dell'incompletezza della misura, che non ha riguardato anche la crisi lato compressioni).

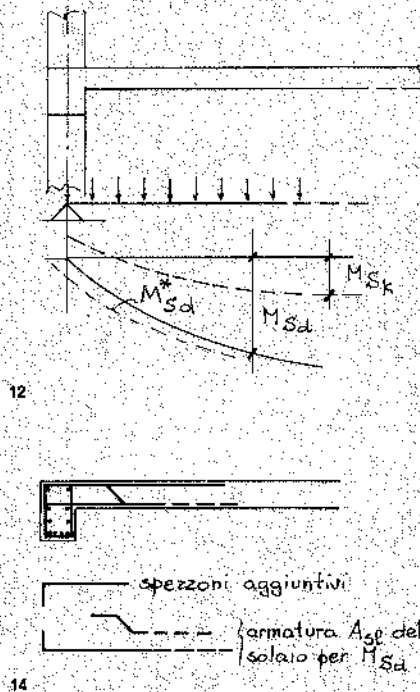
A questo riguardo, penso sarebbe preferibile la prescrizione tassativa della misura della sicurezza ultima (crisi lato acciaio e crisi lato compressioni) anche in direzione trasversale con riferimento alle sollecitazioni derivanti da un calcolo a piastra, poiché la sola indicazione del 20% per l'armatura trasversale, oltreché incompleta, può rivelarsi pericolosa.

⁽⁸⁾ Come è noto, sollecitazioni trasversali si producono anche tutte le volte che le opere di finitura (ad esempio, i tamponamenti) impediscono la libera deformazione a trave oppure per altre circostanze (ad esempio presenza di sbalzi trasversali, muri scale paralleli) viene ad essere alterato lo schema longitudinale a trave libera.

⁽⁹⁾ Nel citato manuale del CEB che riguarda il « ferrailage », vi è una ricca casistica relativa però a piastre di getto pieno, mentre invece sarebbero di maggiore interesse le prescrizioni relative a piastre alleggerite (i solai in latero-cemento usati nel nostro Paese).

Un altro caso nel quale il modello di calcolo assunto, travisando la realtà, fa per così dire scappare di mano uno stato limite che invece dovrebbe essere considerato, è rappresentato dalla trave di bordo di un solaio e dal vincolo da essa realizzato.

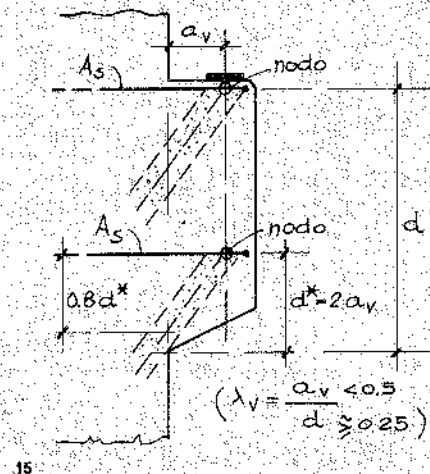
Giustamente nella determinazione delle sollecitazioni di progetto del solaio (M_{Sd}) per la misura ultima (M) si fa riferimento abitualmente allo schema strutturale di figura 12, considerando il solaio come semplicemente appoggiato in corrispondenza alla trave di bordo data la modesta rigidità torsionale di questa allo stato ultimo (ossia



Per concludere, si può dire in sostanza che molte disposizioni di armatura (ad esempio, quelle tipiche di figura 2, a contro le spinte a vuoto) e le prescrizioni di aggiunte ed integrazioni di armatura hanno proprio lo scopo di proteggere la struttura nei confronti di stati limite, sia ultimi che d'esercizio, non considerati nel calcolo.

2.2.3. Regole necessarie per la misura automatica di stati limite non misurabili.

Le prescrizioni contenute nei codici e nei manuali relative alle armature e alle scelte dimensionali (in specie spessori e ricoprimenti di calcestruzzo, altezze di sezioni) hanno per la più gran parte proprio lo scopo di rendere automaticamente soddisfatte le misure di stati limite, in specie di esercizio, che allo stato attuale delle conoscenze non sono eseguibili oppure poco affidabili.

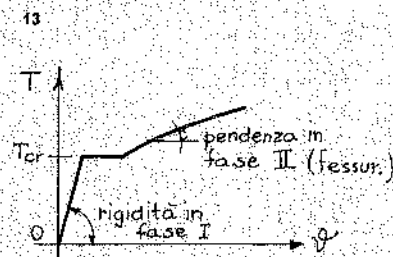


sotto i carichi di progetto che portano la trave ben al di là della fessurazione) ⁽¹⁰⁾.

Tuttavia in esercizio v'è da pensare che possano manifestarsi per il solaio momenti d'incastro in corrispondenza alla trave di bordo e quindi torsioni per questa (momenti M_{Sk}).

Si rivelano perciò necessari gli spezzoni indicati in figura 14, assieme al risolto delle staffe della trave che va munita dell'eventuale armatura a torsione, in aggiunta alla usuale armatura A_{st} determinata per i momenti M_{Sd} di semplice appoggio.

⁽¹⁰⁾ Si ricordi che il diagramma (momenti torcenti T-torsioni θ) si presenta come schematicamente indicato in figura 13. Superato il craking (T_{cr}), si hanno rotazioni molto grandi causa la mobilitazione di un diverso meccanismo resistente (il traliccio) assai meno rigido della sezione integra.



Un caso classico, che illustra perfettamente il problema, è quello delle mensole tozze (fig. 8).

Le prescrizioni delle normative sulla prefabbricazione ⁽¹¹⁾, fatta salva la misura primaria della sicurezza ultima come si è indicato al precedente punto 2.2.1, impongono di disporre nel corpo della mensola adeguate armature.

Nel caso di mensole con snellezza di taglio $\lambda_v = a_v/d$ compresa fra 0,5 ed 1 (ossia, $0,5 \leq \lambda_v \leq 1$, mensole poco tozze) ad esempio il CEB prescrive:

— di distribuire innanzitutto l'armatura del tirante A_s su un'altezza uguale a $0,20 d$;

— di aggiungere un'armatura supplementare $\Delta A_s = 0,4 A_s$ al di fuori del tratto armato del tirante, distribuendola uniformemente sull'altezza.

Lo scopo è chiaramente quello di evitare che si producano in esercizio fessurazioni apprezzabili, ossia di soddi-

⁽¹¹⁾ E' in via di allestimento nel nostro Paese una bozza di norme sulla prefabbricazione da parte di una commissione CNR della quale sono membro.

stare automaticamente allo stato limite di fessurazione controllata (W).

Nel caso di mensola più tozze $\lambda_v < 0,5$ (però limitatamente al valore $\lambda_v = 0,25$) ancora secondo il CEB, dato che lo stesso meccanismo resistente ultimo diventa incerto, si suggerisce (fig. 15):

— di assumere come meccanismo resistente quello di una mensola fittizia posta nella parte bassa della mensola reale e di altezza utile $d^* = 2a_v$, adottando per tale mensola la misura e le disposizioni di sicurezza delle mensole poco tozze (ossia aventi $\lambda_v \geq 0,5$);

— per garantire la misura ultima, di disporre nella parte alta della mensola reale le medesime armature della mensola fittizia sottostante, con le medesime disposizioni.

In sostanza si può riconoscere che il meccanismo resistente inferiore fa fronte alla situazione tensionale di esercizio, mentre quello superiore alla situazione ultima, giacché a rottura le trazioni si dislocano verso la sommità.

Prima di concludere, è importante ricordare che fra le regole esecutive di questo gruppo si hanno le numerose disposizioni costruttive atte a rendere automaticamente soddisfatta la misura della durabilità.

Per la misura di tale stato limite si è invero tentato qualcosa in sede teorica, ma tale misura resta pur sempre incerta e parecchio soggettiva ⁽¹²⁾.

Si preferisce allora esprimere una serie di prescrizioni riguardanti soprattutto gli spessori di ricoprimento di calcestruzzo, la sua resistenza e porosità (e quindi non solo la f_{ck} , ma pure la ricetta di confezione, le modalità di messa in opera, compattazione e cura), il quantitativo e la distribuzione delle armature longitudinali e trasversali, al fine di contenere gli stati fessurativi che sono il maggior veicolo per la corrosione e di conseguenza stimolo al degrado.

Se si considerano le prescrizioni dei codici più qualificati (ad esempio appunto, le prescrizioni del CEB, o le proposte di alcune commissioni di studio, ad esempio quella coordinata dal Prof. Leonhardt), si leggono spesso quantitativi d'armatura superiori a quelli necessari per la misura positiva di stati limite ultimi (ad esempio, per lo stato (V)).

Personalmente non credo che tali quantitativi possano essere molto ridotti fintantoché non miglioreranno per talu-

ni casi (ad esempio, la fessurazione per torsione) le nostre conoscenze e se si desidera mantenere il concetto di durabilità ugualmente primario come quello di resistenza.

3. CONTROLLI

Come si è visto nelle premesse, i controlli possono distinguersi in preventivi su modelli o prototipi ed in controlli in corso d'opera o a posteriori per la messa in esercizio dell'opera ed il successivo svolgimento (manutenzione).

Seguendo questa distinzione si può riconoscere quanto segue.

3.1. Controlli preventivi

Si tratta di prove su modelli o prototipi che i codici hanno ormai esplicitamente riconosciuto come perfettamente possibili ad integrazione o addirittura in alternativa alle misure teoriche (paragrafo 4.3 del nostro D.M.) e che talvolta si rivelano insostituibili per misurare la sicurezza.

Mi sembra di poter dire che il progredire dell'invenzione tecnologica, con l'impiego di nuovi materiali e sistemi costruttivi (unioni), in specie nel caso delle strutture prefabbricate, renda indispensabile l'esecuzione di prove atte ad accertare la voluta sicurezza.

Credo inoltre che tutti gli apparecchi costruttivi prodotti industrialmente (apparecchi vincolari ed ancoraggi di cavi) debbano essere sottoposti a prove di accettazione prima della loro messa in commercio. Ciò nello spirito che tutti gli elementi dei quali si desidera riconoscere la standardizzazione (cioè, con misure di sicurezza automaticamente soddisfatte) debbano subire la procedura dell'accettazione ministeriale ⁽¹³⁾.

3.2. Controlli in corso d'opera o a posteriori

Come si è detto, le regole di controllo di questo tipo coprono tre aspetti distinti:

— possono esprimere l'obbligatorietà per il progettista di sorvegliare in prima persona l'esecuzione delle parti più essenziali e delicate dell'opera;

— possono rappresentare le necessarie prescrizioni per le operazioni di collaudo (per avallare la messa in esercizio dell'opera);

⁽¹²⁾ Come è noto, indicando con $P_i(n)$ la probabilità d'essere nello stato i al passo n ($i = 0, 1, 2, 3, \dots$ crescente con la degradazione), la misura dello stato limite di durabilità è positiva se:

$$1 - \sum_{i=0}^{i=n-1} P_i(\bar{n}_s) < P_r,$$

essendo i lo stato assunto come degradato, \bar{n}_s il passo ultimo corrispondente alla vita prevista, P_r il valore della probabilità di degradazione prefissata in sede di progetto.

Gli strumenti stocastici (ad esempio, le catene di Markov) possono consentire una valutazione teorica consentendo il calcolo del vettore $\{P(\bar{n}_s)\}$ delle probabilità di stato.

⁽¹³⁾ Si porta a conoscenza di una bozza di Istruzioni per l'accettazione degli ancoraggi da c.a.p. elaborata da un'apposita commissione AICAP della quale ho tenuto il coordinamento.

— possono dare un prezioso supporto informativo alla manutenzione (per controllare lo svolgimento dell'esercizio).

Seppure si tratti di regole divulgate, vale la pena di fare qualche considerazione sui principi che le ispirano e sulle possibilità della loro attuazione.

L'obbligatorietà per il progettista di sorvegliare l'esecuzione di parti determinate dell'opera si traduce nell'individuazione di tali parti sulle tavole di progetto e nell'affiancamento del progettista stesso alla direzione dei lavori, con il riconoscimento quindi di un nuovo rapporto etico professionale fra le figure dei due professionisti.

Per quanto riguarda le operazioni di collaudo, se esse si traducono in prove di carico è veramente importante ricordare le limitazioni precise sul significato e sul valore dei risultati delle prove stesse.

Quando la progettazione è fatta con il criterio delle tensioni ammissibili, è perfettamente coerente il principio di esplorare il comportamento della struttura sotto carichi dell'ordine di quelli d'esercizio, per i quali si può avere al massimo qualche parziale ingresso nella fase fessurata. Così si può parlare di buon ritorno elastico degli spostamenti e al massimo avere la possibilità di controllare il momento di rifessurazione per le strutture in c.a.p. Tali prove, pur fornendo informazioni preziose, non possono attestare sulla sicurezza ultima come richiesto da un calcolo a rottura.

Anche se la progettazione è fatta con il metodo agli stati limite, le prove di carico sulla struttura devono ancora limitarsi necessariamente alla fase di esercizio, o poco oltre, salvo che alcune parti strutturali tipiche, ad esempio elementi prefabbricati, possano essere portate sino a rottura. Pertanto, nello spirito del metodo, resta assente il controllo sperimentale della sicurezza costruita col calcolo a tavolino.

Infine, i controlli in esercizio forniscono preziose informazioni per la manutenzione. E la manutenzione è indispensabile per garantire meglio la durabilità desiderata, poiché consente di adottare i necessari provvedimenti ove si manifestassero eventi che tendono a modificare in senso negativo la possibilità d'uso, ad esempio degradazioni anticipate dell'opera attraverso una corrosione delle armature.

Le vecchie Istruzioni CNR-UNI 10011 per le costruzioni metalliche prevedevano esplicitamente periodiche ispezioni di controllo, (punto 6.3), la prima ad un anno dalla messa in esercizio della struttura, le successive ad intervalli non superiori a 10 anni. Tali ispezioni periodiche hanno lo scopo di riconoscere la necessità di eseguire opere di manutenzione (ad esempio, il rifacimento delle protezioni) e servono a controllare l'efficienza delle unioni (chiodature, bullonature e saldature), il funzionamento degli apparecchi di appoggio e dei vincoli, la integrità delle sottostrutture in muratura, c.a. od altro. L'ispezionabilità di tali parti strutturali è quindi indispensabile.

E proprio nell'epoca attuale, nella quale ha sempre più importanza la conservazione delle costruzioni, una volta

usciti dal consumismo del passato, e pure con la presenza presso altri organismi internazionali (ad esempio la FIP) di precisi documenti che regolano il controllo di manutenzione, nei nostri codici attuali il problema appare praticamente disatteso. La presenza di regole di controllo nella fase di esercizio avrebbe forse evitato fatti clamorosi e piuttosto frequenti avvenuti nel passato e potrebbe cautelare contro l'avvenire di altri simili per il futuro.

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dopo quanto mostrato nei paragrafi precedenti, la parte dei codici rivolta ai criteri esecutivi e ai controlli risulta essere indispensabile per poter realizzare opere resistenti e durature e nel contempo si presenta come la più difficile e suggestiva in quanto spesso non governabile da regole di calcolo o da misure, ma conseguente ad un complesso di considerazioni e ad una sensibilità innata del costruire, avallata dall'esperienza.

Per quanto riguarda la disposizione delle armature, si può infatti ricordare quanto vien detto nell'introduzione del manuale CEB — Technologie et industrialisation du ferrailage — Tome I, Dispositions constructives en béton armé: « Bien construire les ouvrages en béton armé est un art qui suppose une connaissance étendue, des matériaux, de l'évolution des forces, du dimensionnement, de l'exécution et du comportement, mais aussi une observation et un entraînement tendus et un don naturel d'ingénieur. Ferrailer correctement exige une claire représentation de l'évolution des forces dans l'armature, surtout en classe II (fissurée), mais aussi un examen pratique de la construction. Un ferrailage compliqué ne peut être bien réalisé qu'au prix d'un travail minutieux. L'ingénieur doit être conscient de l'importance de l'art du ferrailage dans le cadre de ses fonctions pour la construction ».

Tuttavia, se è vero che non può essere negato un peso indubbio alla sensibilità progettuale nell'arte del costruire, è pur vero che nell'epoca moderna giustamente si è spinti a credere sempre meno « ai maghi e agli artisti », anche per il campo del conglomerato cementizio, e portati a credere sempre più alle possibilità di una divulgata conoscenza dei problemi ed allo strumento anche coercitivo offerto dai codici, per ridurre al minimo il rischio che errori, difetti e disattenzioni nelle due fasi esecutiva e di esercizio abbiano a vanificare la progettazione più corretta e la strategia dell'intera realizzazione. Allo stesso scopo si riconosce assai utile dare spazio ed importanza ai controlli, strumento veramente indispensabile sia per la progettazione ed esecuzione che per l'esercizio.

Non si può quindi che augurarsi che i codici di misura contengano in capitoli specifici e di valore differenziato (norme, istruzioni, manuali) le regole per ottenere tali risultati. Un tentativo di illustrazione razionale di tali regole disparate è stato ora mostrato alla luce dei principi di tipo probabilistico, cui si ispira il metodo semi-probabilistico

agli stati limite. Il riconoscimento delle finalità è invero assai importante.

Tuttavia ritengo che nei codici i raggruppamenti di tali regole siano da farsi più semplicemente, da un lato, con riferimento alla tecnologia dei calcestruzzi, dall'altro, con riferimento alle armature (regole generali per l'accoppia-

mento acciaio-calcestruzzo, ganci, ancoraggi, distanziamenti, ecc. e regole particolari per i diversi tipi di elementi) ed infine per quanto riguarda le tecnologie esecutive (normali e particolari) ed i controlli (preventivi e di collaudabilità).

Il completamento di quanto attualmente esistente è in ogni caso indispensabile e non più dilazionabile.

Assemblea dei Soci dell'A.I.C.A.P.

Il saluto del Presidente

Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi

Il Presidente Prof. Cestelli Guidi, nel porgere il saluto dell'Associazione ai presenti, ha comunicato di aver invitato i Colleghi non soci — fra cui alcuni stranieri — ad assistere alla commemorazione del socio onorario P. L. Nervi ed alla cerimonia della consegna delle medaglie ai tre nuovi soci onorari: Prof. P. Locatelli, Prof. A. Godzev e Prof. Y. Saillard, che hanno avuto luogo prima dell'inizio dell'Assemblea Generale dei Soci.

Le motivazioni della nomina a Soci Onorari sono riportate nella rubrica «Notizie AICAP», in questo stesso numero del Notiziario.

Ha quindi aperto i lavori dell'Assemblea, in seconda convocazione, alle ore 17, con una relazione che ha preannunciato sintetica, perché dell'attività dell'Associazione nell'ultimo biennio avrebbe trattato dettagliatamente nella sua relazione il Consigliere Segretario Prof. E. F. Radogna.

Il Prof. Cestelli Guidi ha ricordato in particolare:

— il Corso AICAP-Mac Mediterranea che ha avuto molto successo e che ha fortemente impegnato la segreteria; i Corsi di aggiornamento svolti in varie sedi, l'attività delle Commissioni di studio, la partecipazione a congressi nazionali ed internazionali.

Al riguardo ha rivolto, a nome del Consiglio Direttivo, un fervido ringraziamento sia ai docenti che sono intervenuti nello svolgimento delle lezioni dei corsi suddetti, sia ai membri delle Commissioni di studio che, con la loro attiva partecipazione, hanno consentito il raggiungimento in breve tempo di elaborati di notevole interesse tecnico. Ha ringraziato inoltre la Società Ferrocemento e l'A.I.T.E.C. per l'aiuto finanziario all'attività dell'Associazione.

Il Prof. Cestelli Guidi si è poi soffermato sugli eventi che hanno portato il Consiglio dell'Associazione ad accogliere la richiesta del C.E.B. di ospitare la 20ª sessione

plenaria del Comitato stesso e, in un secondo tempo, a promuovere il simposio A.I.C.A.P.-C.E.B. sul comportamento delle strutture in cemento armato alle azioni sismiche, simposio che è stato collegato alle Giornate A.I.C.A.P. '79.

La realizzazione di questo Convegno, che si è prolungato per nove giorni, è stata resa possibile da un contributo economico del Ministero dei LL.PP. ma soprattutto dalla dedizione e straordinario entusiasmo del personale della segreteria dell'A.I.C.A.P. che per un lungo periodo si è dedicato assiduamente e senza risparmiarsi, alla sua organizzazione anche se per tale lavoro si è avuta la efficiente collaborazione di persona esterna particolarmente esperta.

A questo proposito ha ritenuto di interpretare il pensiero dell'Assemblea rivolgendo al personale della segreteria un elogio ed un ringraziamento.

Il presidente ha poi ricordato che è consuetudine, in occasione di ogni convegno, di indicare luogo e data del successivo ma che tale compito viene demandato al nuovo Consiglio e che frattanto si invitano i Soci che ritengono di offrire ospitalità per le Giornate A.I.C.A.P. 1981 di darne comunicazione al Consiglio Direttivo.

Ricorda inoltre che ricollegando le Giornate A.I.C.A.P. a quelle A.N.I.C.A.P. il prossimo convegno sarà il quindicesimo organizzato dall'Associazione.

Nel chiudere la sua breve relazione il Presidente ha ricordato infine che sono imminenti le elezioni per il Consiglio Direttivo ed ha raccomandato ai Soci che esso venga opportunamente rinnovato con l'elezione di Soci che possano interessarsi attivamente alla vita dell'Associazione.

Quindi il Presidente ha voluto onorare la memoria di Pier Luigi Nervi, primo Socio onorario dell'Associazione, con le parole qui di seguito riportate.

Ricordo di Pier Luigi Nervi da parte di Carlo Cestelli Guidi

Cari Amici,

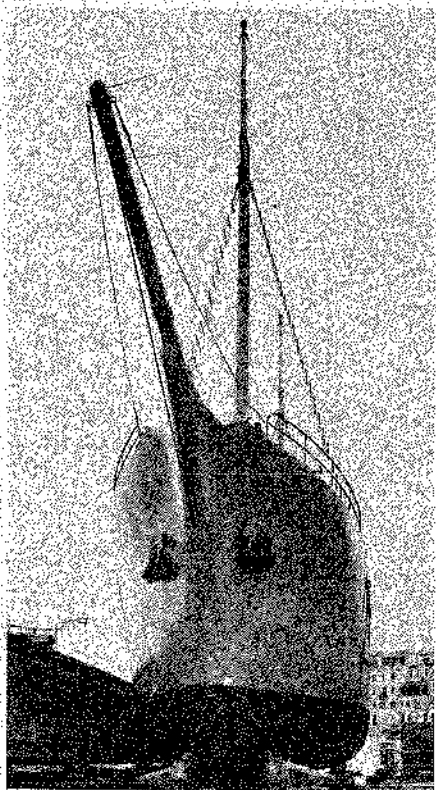
assolvo il compito di ricordare in questa sede Pier Luigi Nervi, socio onorario della nostra Associazione, compito doloroso ma che mi viene facilitato dal mio affetto per Lui, che mi onorava della Sua amicizia.

Sulla stampa nazionale ed internazionale è stato dato a P. L. Nervi ampio riconoscimento della Sua eccezionale figura di ideatore e realizzatore di opere in c.a., ed io non intendo ora parafrasare quanto già detto da altri.

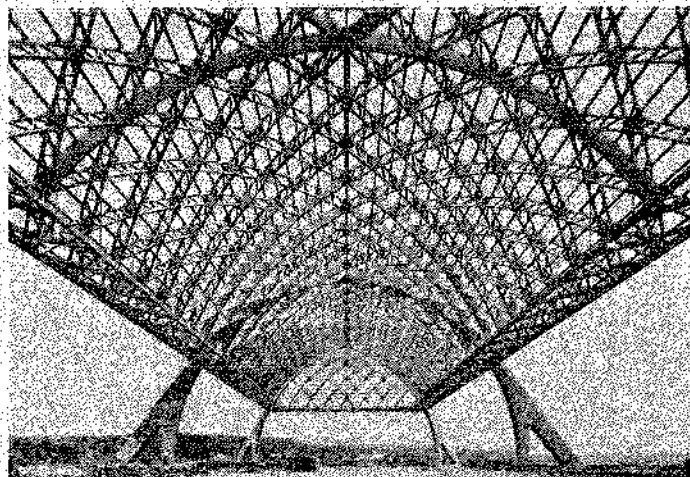
Mi limiterò quindi a ricordare con parole semplici, mie, prive di retorica, alcuni aspetti della Sua personalità che mi hanno colpito nei nostri incontri.

Feci la Sua conoscenza all'inizio della mia attività professionale, precisamente nel 1932 quando, essendo io neo laureato, mi incaricò di verificare con il calcolo la ossatura in c.a. di un edificio in zona sismica, da Lui progettato. Egli commentò il risultato dei miei calcoli con osservazioni sulla funzione dello schema strutturale dell'edificio del tutto nuove per me, fresco di studi universitari, osservazioni che mi colpirono per la viva sensibilità al fatto statico cui esse erano improntate. Compresi così, per la prima volta, quale fosse l'iter di un approccio progettuale e quali fossero gli apporti della intuizione e quali quelli del calcolo.

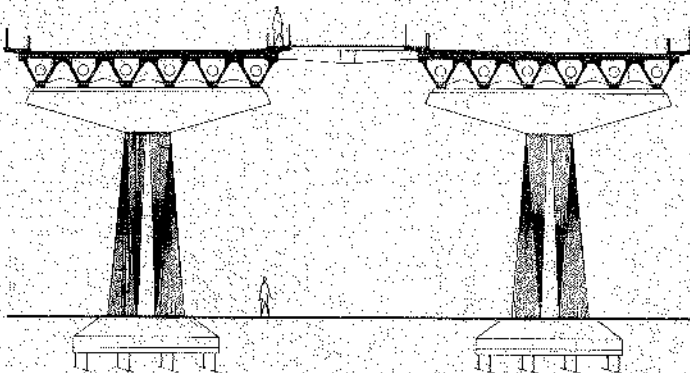
Ricordo pure come incontrandolo, in seguito, Egli spesso interrompeva il colloquio in corso per parlare di qualche Sua idea nuova ed accompagnava, a volte, le Sue incisive parole confezionando con ciò che aveva sotto-



1 - Scafo di una nave in ferrocemento.



2 - Aviorimessa di Orbetello con struttura prefabbricata in cemento armato.
3 - Sezione del Viadotto di Corso Francia (Roma) in cemento armato parzialmente precompresso.



mano — carta, cartone, plastica — dei modellini di cui Egli stesso con le Sue abili mani provava la resistenza per forma.

Egli mostrava, tuttavia, la massima considerazione per il calcolo interessandosi, soprattutto, all'impostazione teorica anche se già allora si soffermava a commentare le limitazioni dell'ipotesi della linearità, parlando della ridistribuzione delle sollecitazioni, esprimendo concetti in seguito divenuti a tutti familiari.

Egli amava soffermarsi sulla interpretazione del comportamento della struttura, esponendo punti di vista originali con l'entusiasmo di chi è sempre alla ricerca della verità. La Sua chiarezza era tale che — a differenza di quanto si nota a volte, parlando con persone che pur abbiano molta dimestichezza con l'attività progettuale — non ho mai inteso Nervi esporre concetti di Scienza delle Costruzioni che non fossero rigorosamente esatti, e questo anche quando le teorie dell'argomento in discussione Gli erano poco note. Ciò mi fa dire che Nervi era anche uno scienziato, nel vero senso della parola, certamente di valore non inferiore a chi analizza le strutture con ricorso alle equazioni differenziali.

In seguito, ripensando alla Sua personalità ho trovato una grande somiglianza di pensiero con un altro insigne

ingegnere: Arturo Danusso, che del resto in più di una occasione dimostrò di avere grande stima di P. L. Nervi.

La Sua intuizione del fatto statico era accompagnata da una particolare sensibilità per la natura dei materiali. Ricordo che mi portava sul balcone del Suo studio per mostrarmi gli elementi di conglomerato armati con reti metalliche, che teneva esposti agli agenti atmosferici. Con quel modo, Suo particolare, da cui traspariva l'entusiasmo per la ricerca, mi parlava del « Suo » acciaio cementato, con il quale avrebbe costruito in seguito dei natanti.

Possiamo oggi dire che fin da allora Egli aveva intuito l'importanza di conferire duttilità ad un materiale: il conglomerato, di per sé fragile, che, come Egli amava dire, ripetendo una frase di Camillo Guidi: « si fessura e si rompe, non si plasticizza ». Duttilità, che alla luce dei moderni indirizzi, assume un ruolo di importanza pari a quella della resistenza.

La Sua profonda conoscenza delle leggi costitutive dei vari materiali faceva sì che Egli sapesse usarli nella progettazione in modo sempre appropriato. La morfologia delle Sue strutture in c.a. mostra che Egli è sempre riuscito a portare le forze a terra per il percorso più breve, attraverso elementi in conglomerato prevalentemente compressi, con semplicità e purezza di linee che hanno fatto classificare le Sue opere in « un rinascimento dell'architettura strutturale ». Quando ha usato elementi tesi essi erano chiaramente evidenziati in acciaio. Osservando un'opera di Nervi non si hanno incertezze in quanto la linea delle Sue strutture descrive sempre chiaramente la funzione statica delle strutture stesse.

Spesso L'ho trovato al tavolo da disegno a curare personalmente il dettaglio che assumeva sempre grande rilievo nelle Sue opere.

Basti pensare alle meravigliose strutture delle aviorimesse, nella cui progettazione e costruzione aveva raggiunto livelli, che non sono stati più superati, nella prefabbricazione del c.a.

Voglio infine ricordare come Egli amasse parlare delle grandi opere costruite nel passato. Ho sempre presente, ad esempio, le discussioni sulla cupola di S. Maria del Fiore, opera che lo entusiasmava, non solo per l'ardire del Brunelleschi nell'elevare senza centina la cupola più grande del nostro Paese, ma anche per la concezione della struttura. Egli esaltava lo schema delle due super-

fici concentriche della cupola, fra loro collegate da nervature, confrontandolo con quello delle moderne strutture scatolari. Ritengo che Nervi spesso sia stato influenzato proprio dall'esame critico delle opere dei Grandi che Lo hanno preceduto.

Di recente, partecipando ai lavori della Commissione di studio di S. Maria del Fiore mi sono venute in mente le Sue parole: « Le fessure che si sono prodotte lungo i meridiani della cupola sono un diritto della cupola stessa a respirare sotto le variazioni termiche ».

Pier Luigi Nervi è stato chiamato a volte ingegnere, a volte architetto: in realtà questa distinzione, applicata a Lui, non ha alcun senso. Egli era un profondo conoscitore della natura in tutte le sue manifestazioni naturali ed artificiali, ed era anche un costruttore cosicché ha potuto progettare opere di grande impegno esecutivo.

Ma desidero chiudere questo mio ricordo soffermandomi su un aspetto della personalità di P. L. Nervi che per me ha altrettanto valore — e forse ancor più — dei Suoi successi di progettista.

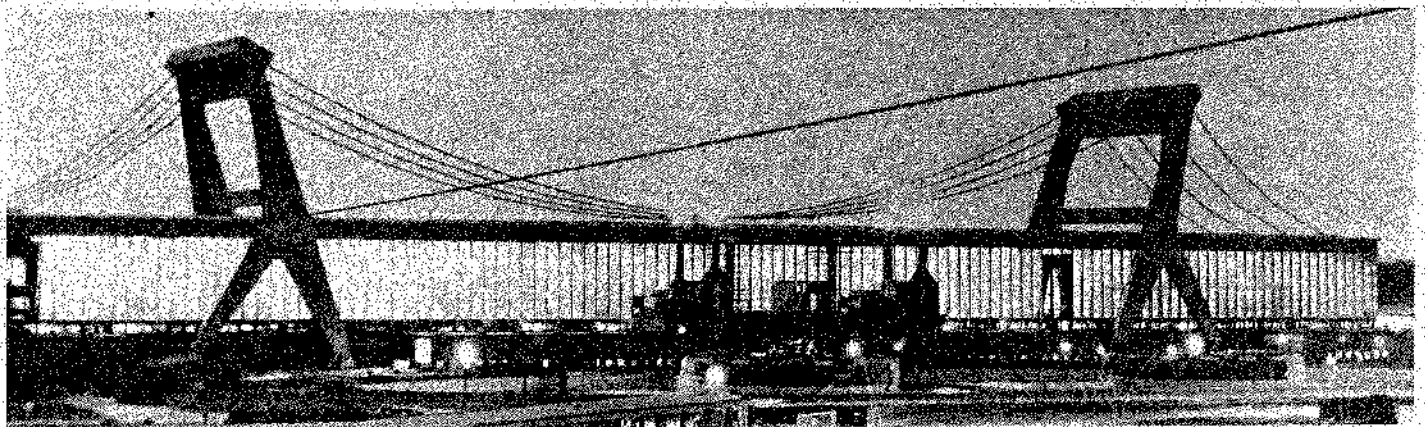
Intendo riferirmi alle Sue qualità umane, soprattutto alla Sua modestia, che Lo pongono al di sopra di ogni confronto: Egli sapeva infatti trattare ognuno di noi con tale cortese affabilità da non farci mai pesare la Sua decisa superiorità.

Non ho mai udito Nervi vantare i Suoi successi in Italia od all'estero, mentre ho sempre constatato l'attenzione e l'interesse con cui parlava dei lavori altrui come pure ascoltava qualsiasi argomento che gli venisse sottoposto.

In varie occasioni L'ho inteso rammaricarsi che nelle citazioni delle Sue opere venissero spesso dimenticati i collaboratori alla progettazione delle opere stesse.

Nello stesso tempo voglio ricordare la ferma energia con cui Egli sapeva trattare ogni causa che ritenesse giusta. Al Consiglio Superiore dei LL.PP., più di una volta, i Suoi interventi sono stati decisivi ad orientare le discussioni verso soluzioni corrette dei vari problemi.

Per quanto ho accennato, e soprattutto per le Sue nobili doti umane, ricordo e credo che tutti ricordiamo con grande rimpianto quest'uomo eccezionale, a cui il Consiglio Direttivo della nostra Associazione volle dare il massimo riconoscimento nominandolo suo primo Socio Onorario.



4 - Stabilimento delle Cartiere Burgo a Mantova.

Relazione del Consigliere Segretario

Prof. Ing. Emanuele F. Radogna

Signor Presidente, Signori Soci,

la presente relazione si riferisce all'attività svolta dall'Ottobre 1977 ad oggi, un periodo di circa venti mesi, denso di numerose iniziative, che cercherò di riassumere, dividendo la vasta materia in tre temi principali:

a) Caratteri evolutivi dell'organizzazione dell'Associazione attraverso le modifiche allo statuto;

b) Attività in campo nazionale;

c) Attività in campo internazionale.

Per quanto riguarda le modifiche allo statuto ricordo che l'Assemblea Generale dei Soci, tenutasi a Venezia il 6 ottobre '77, aveva dato mandato al Consiglio Direttivo di elaborare una proposta di modifica di statuto sulla non rieleggibilità alle cariche sociali, dopo due trienni consecutivi, e di studiare le modalità di attuazione attraverso norme transitorie.

Il Consiglio Direttivo ha dedicato diverse sedute allo studio del delicato problema, definendo, in via preliminare, due criteri di carattere generale, come direttive per la stesura effettiva delle modifiche:

I) individuare regole uniformi valide per tutti i membri del Consiglio Direttivo (presidente, vice presidente, consiglieri) e per le altre cariche sociali (revisore dei conti, delegati regionali);

II) attuare il rinnovo con gradualità.

In base al primo criterio è stata formulata la proposta che l'Assemblea Generale elegga i quindici membri del Consiglio Direttivo, senza distinzione fra Presidente e Consiglieri e che il Presidente sia eletto, successivamente, con votazione dei Consiglieri.

In base al secondo criterio è stata proposta l'adozione di un periodo transitorio, costituito da due trienni: nelle elezioni del primo triennio al massimo due terzi dei vecchi consiglieri (10 su 15) possono essere rieletti; nelle elezioni del secondo triennio al massimo un terzo (5 su 15).

Il Consiglio Direttivo ha ritenuto opportuno cogliere l'occasione del Referendum per proporre modifiche di minore importanza, volte a migliorare la formulazione del testo dello Statuto, conferendo maggiore chiarezza a quelle parti risultate, in base all'esperienza, di meno facile interpretazione e modificando infine la numerazione degli articoli.

È stata inoltre proposta la proroga dei termini di scadenza dell'attuale Consiglio Direttivo dal 31 Dicembre 1978 al 31 Luglio 1979 per dare continuità al rilevante lavoro organizzativo del Simposio scientifico AICAP-CEB in occasione del 25° anniversario della Costituzione del CEB. La scelta della nostra Capitale per la celebrazione di un evento di tanta risonanza internazionale è indubbiamente dovuto non solo al prestigio del passato, ma anche alla vitalità del presente, di cui i Soci dell'AICAP sono fra gli artefici più attivi.

Il Referendum ha avuto luogo nel febbraio di quest'anno e lo scrutinio è avvenuto il 7 marzo: i risultati hanno mostrato il consenso pressoché unanime da parte dei Soci su tutte le proposte formulate, ciò che conferma l'opportunità delle modifiche apportate, volte a garantire un processo organico di rinnovamento, che favorisce la immissione di nuove energie, arricchendole al tempo stesso, dei frutti delle esperienze maturate nel passato.

Passando ora al secondo tema, quello delle attività in campo nazionale, dirò subito che esse sono state caratterizzate da una intensa attività culturale, sviluppata soprattutto nell'ambito delle Sedi regionali, in ampia collaborazione con gli organismi locali, in particolare con gli Ordini professionali.

Accanto a iniziative, sulle quali darò tra breve dettagliate informazioni, vanno ricordate quelle, ormai tradizionali nella vita della nostra Associazione, dei premi di laurea e delle commissioni di studio.

Nel febbraio del '78 è stato pubblicato il bando per tre premi di laurea AICAP-Ferrocemento per laureati in Ingegneria ed Architettura nell'anno accademico 1976-77, dell'importo di 1 milione ciascuno. Nel numero di dicembre del Notiziario è stata pubblicata la relazione della Commissione esaminatrice formata dal Presidente dell'AICAP, dal Consigliere Ing. Castelli, nominato dal Consiglio Direttivo, dai Proff. Pozzati, Carputi, Matildi e Vagnetti, nominati dal Ministero della Pubblica Istruzione, dall'Ing. Barisci, rappresentante della Società Ferrocemento.

Sono stati assegnati due dei tre premi messi a disposizione l'uno al dott. Giovanni Cera, laureato presso la Facoltà di Architettura di Firenze con una tesi sulla prefabbricazione di elementi strutturali in c.a. per edilizia abitativa, l'altro al dott. Giorgio Preite, laureato in Ingegneria Civile Edile presso l'Università di Pisa con una tesi riguardante il progetto di un ponte a volta con trave irrigidente tipo Maillart della luce di 120 metri.

Per quanto riguarda le Commissioni di studio, nel 1978 ne sono state costituite tre: sugli Ancoraggi per cavi da c.a.p. (coordinatore: Prof. Cestelli Guidi), sulle Disposizioni costruttive per le strutture in c.a. e c.a.p. (coordinatore: Prof. Migliacci), sui Criteri di consolidamento delle strutture in c.a. e c.a.p. (coordinatore: Prof. Radogna).

La Commissione Ancoraggi ha ultimato i suoi lavori mettendo a punto una proposta di normativa per l'accettazione degli ancoraggi per cavi da cemento armato pre-compresso, che è stata trasmessa al Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici, per essere sottoposta all'esame della Commissione c.a. e c.a.p. del Ministero stesso.

La Commissione « Disposizioni costruttive per le strutture in c.a. e c.a.p. » ha studiato attentamente il problema della redazione di un manuale sui particolari costruttivi, che, tenendo presente quanto fatto in questo campo dal CEB con il manuale n. 87, conduca ad una stesura in armonia con le norme tecniche italiane e con le tecnologie più diffuse nel nostro Paese.

In attesa di poter disporre del finanziamento necessario, la Commissione è temporaneamente orientata verso un lavoro a spettro più limitato, a carattere monografico.

La Commissione « Criteri di consolidamento » ha svolto fin'ora un lavoro preliminare di carattere metodologico, individuando, da una parte, alcuni temi di carattere generale (materiali, tecniche di controllo e di auscultazione, tecniche di riparazione, criteri di calcolo) allo scopo di costituire un quadro di riferimento per le successive elaborazioni specifiche ed adottando come formato dei documenti di lavoro la « scheda », intesa come elaborato monografico, redatto in linguaggio conciso, idoneo a fornire risultati di prima approssimazione, suscettibile di successivo perfezionamento.

E' previsto un lavoro coordinato con una commissione analoga dell'ASS.I.R.C.C.O. (Associazione Italiana Ristrutturazione e Consolidamento Costruzioni).

Un ulteriore interessante proposta di attività coordinata è stata formulata dal Prof. Migliacci, nella sua qualità di responsabile dell'Unità di ricerca n. 10 del Gruppo C.N.R. « Costruzioni in c.a. e c.a.p. », unità che si occupa dei problemi del rinforzo, riparazione e manutenzione.

Il programma dell'Unità 10 prevede una ricerca sperimentale coordinata, nella quale un importante ruolo è assegnato alle Associazioni culturali, come l'AICAP e l'ASSIRCCO, per cercare collegamenti con Imprese di Costruzione che intendano mettere a disposizione materiali e manufatti da sottoporre alla sperimentazione.

Una quarta commissione di studio, sulle Strutture miste in acciaio-calcestruzzo, di cui è coordinatore il Prof. Matildi, ha iniziato di recente la sua attività. E' superfluo sottolineare il grande interesse per un perfezionamento dei metodi di calcolo e di misura della sicurezza delle strutture « miste », attualmente basati su schematizzazioni che appaiono non più soddisfacenti, alla luce delle estese indagini teoriche e sperimentali svolte sull'argomento.

Per quanto riguarda le iniziative di carattere culturale, le ricorderò in ordine cronologico:

nei mesi di marzo e aprile '78 la Delegazione Regionale Piemontese, coordinata dal Prof. Rossetti, ha organizzato un ciclo di conferenze sotto gli auspici degli Ordini degli Ingegneri di Imperia e Cuneo sull'aggiornamento tecnico-scientifico sulle costruzioni in c.a. e c.a.p.

Nel mese di marzo si è concluso presso il Politecnico di Milano il corso promosso in collaborazione con l'AICAP « Problemi di statica delle strutture prefabbricate ». Il Corso, che si è svolto nell'ambito del programma di istruzione permanente della Facoltà di Ingegneria del Politecnico di Milano, è stato diretto dal Prof. Caironi, Delegato regionale AICAP per la Lombardia.

Nel periodo marzo-giugno si è tenuto a Salerno un corso di aggiornamento sulle costruzioni in c.a., organizzato dal Consiglio dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno sotto gli auspici dell'AICAP. Il corso è stato diretto dal Prof. Greco della delegazione regionale AICAP per la Campania.

Nel periodo aprile-giugno il Prof. Augusti, Delegato regionale AICAP per la Toscana, ha diretto un corso

di perfezionamento in progettazione strutturale per giovani laureati in Ingegneria e Architettura finanziato dalla « Fondazione Callisto Pontello » ed organizzato in collaborazione con l'Istituto di Ingegneria Civile della Facoltà di Ingegneria di Firenze. Parallelamente al Corso è stato tenuto un ciclo di conferenze con la partecipazione di illustri personalità della scienza e della tecnica sia italiane che straniere. Il corso di perfezionamento ha avuto carattere continuativo per la durata di circa due mesi. L'ammissione al corso, limitata ad un ristretto numero di partecipanti, è avvenuta sulla base della carriera scolastica e degli altri eventuali titoli presentati dai candidati. Le spese di partecipazione e di soggiorno per gli ammessi sono state a carico della « Fondazione Callisto Pontello » per tutta la durata del corso.

Alla fine di aprile il Consiglio dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Latina ha promosso, con la collaborazione dell'AICAP, una tavola rotonda sul tema « Tendenze attuali della normativa nel campo del c.a. e c.a.p. ».

Nei mesi di novembre e dicembre è stato tenuto a Roma il Corso AICAP-Mac Mediterranea sulla « Progettazione delle opere in c.a. e c.a.p. » per laureati in Ingegneria ed Architettura, diretto dal Prof. Calzona. Il corso è stato seguito da 60 iscritti, provenienti dai diversi ambienti del mondo del lavoro nel campo dell'ingegneria civile. Durante lo svolgimento del corso sono state organizzate due visite tecniche, la prima ad una centrale di calcestruzzo preconfezionato della Società Romana Calcestruzzi S.p.A., la seconda al nuovo tratto di metropolitana, Termini-Via Ottaviano, su invito della Società Metroroma.

Hanno concluso il corso la conferenza dell'Arch. Juhani Pallasmaa, direttore del museo di Architettura Finnica di Helsinki ed una tavola rotonda sul tema: « Progresso scientifico ed aggiornamento culturale nel campo dell'Ingegneria civile », con la partecipazione del Prof. De Angelis d'Ossat, del senatore Ing. Perri, dell'Ing. Piccinini, dell'Ing. Giangrossi, del Dott. Crespi, oltre che i docenti e gli allievi del corso.

Nel periodo dall'ottobre '78 al maggio '79 a Cagliari la sede regionale sarda, coordinata dal Prof. Pozzo, ha organizzato, in collaborazione col C.E.S.M.E.S. (Centro Studi di Meccanica) dell'Università di Cagliari, un corso di aggiornamento professionale sul tema: « Sicurezza delle strutture ».

Il 30 novembre si è tenuta a Roma la « Giornata della normativa europea riguardante le costruzioni in c.a., c.a.p. ed acciaio », organizzata in collaborazione tra l'AICAP ed il C.T.A. e che ha riunito numerosi fra i maggiori rappresentanti della ingegneria strutturale italiana.

Il 1° dicembre la Delegazione regionale lombarda ha organizzato a Milano un incontro sul tema « Il cemento armato negli interventi di ristrutturazione e restauro statico ».

Nei mesi di novembre e dicembre la Sede regionale piemontese, in collaborazione con la Società degli Ingegneri e degli Architetti di Torino ha organizzato a Torino

un corso di aggiornamento sulle « Applicazioni del cemento armato precompresso ».

Nel febbraio 1979 l'Ordine degli Ingegneri di Milano in collaborazione con l'AICAP ha organizzato un corso di aggiornamento professionale sul tema « L'attuale normativa italiana per le strutture in c.a. », diretto dal Prof. Migliacci.

La sede regionale abruzzese, in collaborazione con l'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pescara, ha organizzato nel periodo febbraio-maggio tre giornate di studio: la prima ha avuto luogo il 17 febbraio ed è stata dedicata al tema « Il nuovo aggiornamento biennale delle norme tecniche previste dalla legge 1086 »; la seconda, tenuta il 29 marzo, ha trattato i « Criteri di progettazione di edifici in c.a. in zona sismica »; la terza, tenuta il 4 maggio, anche con la collaborazione dell'ASS.I.R.C.C.O., è stata dedicata agli « Interventi di consolidamento delle costruzioni ».

Il 7 aprile l'AICAP ha partecipato ad una manifestazione organizzata ad Ancona dall'Ordine degli Architetti, dal Collegio dei Geometri e dall'Ordine degli Ingegneri sul tema: « La nuova normativa sismica. Incontro con gli operatori », svolgendo il tema della « Progettazione di nuovi edifici in cemento armato ed in cemento armato precompresso ».

Nel periodo aprile-maggio la sede regionale della Campania ha collaborato, con gli Ordini degli Ingegneri della Provincia di Avellino e Benevento, ad un corso di Ingegneria Sismica.

Il 19 aprile l'Ordine degli Ingegneri di Latina ha organizzato, con la collaborazione dell'A.I.C.A.P. e dell'ASS.I.R.C.C.O. il primo incontro dibattito dei tre previsti sul tema generale « Recupero del patrimonio edilizio ».

Nell'ambito dell'attività delle Sedi regionali va, infine, segnalato che, sulla base di una proposta della Sede Regionale piemontese, formulata dal Prof. Rossetti, relativa alla opportunità di studiare l'adozione della resistenza a 7 giorni in luogo di quella a 28 giorni per stabilire il valore caratteristico della resistenza del calcestruzzo, allo scopo di rendere possibili eventuali tempestivi provvedimenti prima del disarmo, il Laboratorio Sperimentale di prove dei materiali del Politecnico di Torino ha elaborato un notevole numero di risultati di prove a compressione del calcestruzzo, i cui risultati sono stati pubblicati nel numero di giugno del nostro Notiziario.

Mentre è auspicabile che anche altri Laboratori svolgano analoghe elaborazioni per arricchire la documentazione statistica su tale interessante problema, è da sottolineare l'interessante esempio di collaborazione e di circolazione di idee fra operatori e ricercatori, che ha trovato nella nostra Associazione culturale la sede adatta per sviluppare e produrre risultati concreti.

Non si può concludere la rassegna delle attività in campo nazionale senza ricordare il ruolo essenziale svolto dalla pubblicazione periodica del Notiziario, che costituisce, al tempo stesso, uno strumento efficace di informazione e di divulgazione e che contribuisce a creare intorno all'Associazione un'atmosfera di consenso e di simpatia, di cui tutti noi abbiamo frequente testimonianza.

Per quanto riguarda il terzo tema, l'attività in campo internazionale, essa si è articolata a tre livelli:

I) la autorevole presenza di esponenti dell'AICAP nei consessi internazionali del CEB e della FIP;

II) la collaborazione dell'AICAP all'ampia indagine promossa dal CEB su scala internazionale allo scopo di verificare la validità pratica della terza edizione delle Raccomandazioni del CEB-FIP.

L'indagine, intrapresa nel 1976, quando le Raccomandazioni avevano ancora carattere di documento di lavoro (Bollettino CEB n. 117), e di cui ebbi occasione di riferire nella precedente relazione dell'ottobre 1977, ha corrisposto alle aspettative, fornendo lo spunto per una serie di perfezionamenti, introdotti nella stesura definitiva, presentata a Londra nel maggio 1978 col Bollettino n. 124-125.

III) La larga partecipazione di Soci dell'AICAP a congressi internazionali, in particolare all'VIII Congresso Internazionale della FIP, tenutosi a Londra nel maggio 78, nel corso del quale è stata presentata la 3ª edizione delle Raccomandazioni CEB-FIP, il Model Code 78, a cui fanno riferimento tutte le più aggiornate normative nazionali. E' da segnalare anche l'attiva partecipazione di Soci dell'AICAP alla Conferenza di Londra del 14 e 15 novembre 78 promossa dal CEB e dedicata all'esame ed alla discussione definitiva del notevole materiale elaborato e raccolto durante la sperimentazione numerica.

Signor Presidente, Signori Soci,

ritengo di aver conclusa la rassegna delle principali attività svolte dall'Associazione a partire dall'ultimo incontro a Venezia. Chiedo scusa per qualche involontaria omissione, resa, peraltro, più probabile dal numero notevole di iniziative intraprese dalla nostra Associazione, più che mai presente ed attiva in tutti i campi delle sue finalità statutarie.

Vi ringrazio per la cortese attenzione.

Relazione del Consigliere Tesoriere

Dott. Ing. Gaetano Bologna

Come si può constatare, sulla base dei documenti che sono stati distribuiti, il bilancio AICAP nel 1978 è molto più consistente che negli anni precedenti.

Ciò è dovuto al Corso AICAP - Mac Mediterranea, sulla progettazione delle opere in cemento armato e cemento armato precompresso, svolto a Roma a fine 1978.

Il contributo straordinario della Soc. Mac Mediterranea per l'organizzazione del Corso è stato di 20.000.000, mentre le quote di iscrizione al Corso, versate nel 1978, ammontano a circa 4.700.000. Nel bilancio all'attivo è stato portato l'incasso per tale Corso, mentre le spese sono state riportate solo parzialmente, per quasi 7.000.000, in quanto non tutte sono state effettuate nel 1978. Però nel bilancio 1978 sono segnate delle sopravvenienze attive di circa 20.600.000, tali da coprire totalmente tutte le ulteriori spese per il Corso. Infatti si prevede che il bilancio finale di questo Corso chiuderà in pareggio.

Un'altra voce all'attivo è costituita da due milioni e mezzo derivanti dal contributo concesso dal Ministero LL.PP. per l'organizzazione del Corso di aggiornamento sulla Normativa italiana. Il Corso si è svolto a Roma nel 1977, ma il contributo del Ministero è arrivato nel 1978.

Questi ritardi nel pagamento dei contributi ministeriali sono un grosso problema per l'Associazione; lo stesso sta accadendo per il Simposio AICAP-CEB 1979, per il quale l'AICAP è costretta ad anticipare tutte le spese, per avere il contributo del Ministero LL.PP. solo con molti mesi di ritardo.

Per quanto riguarda l'altra grossa voce all'attivo, quella delle quote sociali, essa si riferisce per poco più di 6 milioni alle quote individuali e collettive e per circa 11 milioni alle quote dei soci sostenitori.

Tra queste è rilevante quella della Soc. Ferrocemento, che dal 1977 e per 5 anni versa all'AICAP un contributo straordinario di 8 milioni annui, e quella dell'AITEC, che ha versato all'AICAP nel 1978 la quota annua di 2 milioni, ora portata a 3 milioni annui, e inoltre un contributo straordinario di un milione per l'organizzazione delle riunioni del Consiglio di Amministrazione della F.I.P. a Roma.

Le spese, per circa 38 milioni, derivano dalla notevole attività esplicata dall'AICAP nel 1978. Di rilievo un residuo di spese di circa 2 milioni per il Convegno di Venezia nel 1977 e un anticipo di spese di circa 11 milioni per l'organizzazione del Simposio AICAP-CEB, che costituisce per l'Associazione un notevole impegno sia organizzativo, che finanziario.

Di rilievo è anche il lavoro che viene svolto dall'Associazione per il Servizio Bibliografico: sono state richieste fotocopie di 860 articoli per più di 10.000 pagine, con rimborso delle spese vive.

In conclusione un bilancio, che mette in evidenza l'impegno degli organi esecutivi dell'Associazione e della Segreteria per la notevole attività svolta.

Discussione

Terminata la presentazione delle relazioni, il Presidente ha dato inizio alla discussione sulle attività svolte.

L'Ing. Bonamico (Roma), è intervenuto più volte, chiedendo informazioni sulla data di pubblicazione della traduzione italiana del Model Code 78, fornendo dati sul consumo energetico connesso alla produzione dell'acciaio, indicando i metodi per contenere detto consumo ed auspicando la diffusione del controllo di qualità dell'acciaio per colate.

L'Ing. Bologna ha precisato che il lavoro di traduzione del Model Code 78 è estremamente delicato, ciò che ha comportato tempi abbastanza lunghi. Peraltro il lavoro è ormai a buon punto e se ne può prevedere l'ultimazione entro un paio di mesi.

Il Prof. Via (Roma) ha proposto che l'AICAP svolga una sperimentazione numerica utilizzando le nuove norme tecniche italiane, per saggiare la completezza e la chiarezza del testo e per eseguire confronti fra i risultati ottenuti con i due metodi ufficialmente riconosciuti,

quello delle tensioni ammissibili e quello semiprobabilistico agli stati limite.

Esiste un problema organizzativo, che riguarda la retribuzione delle persone che saranno impegnate nel lavoro di sperimentazione numerica. Il Prof. Radogna ha dato informazioni sulle procedure adottate in altri Paesi durante la collaborazione alle Trial and Comparison Calculations; in generale le Associazioni del cemento armato hanno stipulato contratti con studi tecnici e con Istituti Universitari, che hanno distaccato uno o più ingegneri per lo svolgimento degli esempi proposti dal CEB per un periodo di alcuni mesi.

Il Prof. Creazza (Venezia) ha suggerito di pubblicare i risultati delle Trial and Comparison Calculations, organizzate dal CEB nel 1977 in vista della pubblicazione del Model Code 78, limitatamente ai risultati di confronti relativi alle norme italiane, integrandole con lo sviluppo di un esempio numerico dettagliato, che costituisca una guida per l'applicazione del metodo S.P.S.L. Tutte e due le proposte sono state considerate molto interessanti e da segnalare al nuovo Consiglio Direttivo, che dovrà essere eletto subito dopo il periodo delle vacanze estive.

Un Collega di Palermo ha illustrato le difficoltà che incontrano gli Ingegneri che operano in sedi periferiche, nelle quali è difficile il reperimento di materiale informativo e di ausili di calcolo, auspicando che l'AICAP intensifichi l'invio di documentazioni tecniche.

Con particolare riferimento alla imminente pubblicazione sulla G.U. del terzo aggiornamento delle Norme Tecniche, risulterebbe di particolare utilità l'invio preliminare, a titolo di informazione, del testo delle norme, per poter anticipare il lavoro di studio e di apprendimento dei nuovi criteri.

Il frequente riferimento alla collaborazione con il CEB ha suscitato il problema del collegamento con altri organismi internazionali, fra cui su segnalazione dell'Ing. Bonamico, il Deutscher Beton Verein.

In tema di finanziamento, mentre è emersa la necessità di incrementare le entrate dell'Associazione per favorire la partecipazione di rappresentanti dell'AICAP a riunioni internazionali o, comunque, all'estero, non si è ritenuto di prendere decisioni in merito all'aumento delle quote sociali, nell'imminente scadenza dell'attuale Consiglio.

In relazione alla pubblicazione della nuova normativa, il Prof. Morandi ha ricordato che all'estero alcune Associazioni tecniche organizzano un servizio di consulenza sulla interpretazione delle norme che tendono a diventare sempre più complesse.

Certamente anche in Italia una iniziativa del genere sarebbe considerata con interesse ed attenzione e l'AICAP potrebbe studiare le modalità organizzative di un tale servizio.

* * *

Al termine della discussione, il Presidente ha messo in votazione separatamente le tre relazioni sulla attività svolta dall'AICAP nel periodo novembre 1977-maggio 1979, e che sono state approvate all'unanimità.

La seduta è stata quindi tolta alle ore 18.