

Tema A:

# Il precompresso: caratteri evolutivi e tecnologie avanzate. Aspetti teorici

Relazione generale: Prof. Ing. Giorgio Macchi

## 1. Il successo del c.a. precompresso

Tutto comincia al Pont du Veurdre - « Tout commence au Veurdre, où ce jeune ingénieur de vingt-sept ans emploie des voûtes d'une platitude inusitée et imagine, pour son propre usage, et parce que le cintre qu'il avait conçu l'imposait, le décintrement par vérins, c'est-à-dire, déjà, la création délibérée de déformations et d'efforts préalables.

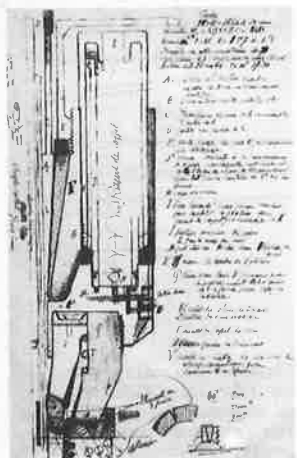
Or cet ouvrage qui semble parfaitement réussi, donne au bout de deux ans de signes d'affaissement, avant-coureurs d'une catastrophe. Comment Freyssinet réussit à arrêter le mouvement il l'a dit lui-même. Sur le Veurdre le vérin est devenu, du fait du relèvement opéré, autre chose qu'un instrument de décintrement; il est devenu un instrument de réglage des déforma-

tions, qui a réussi à maîtriser celles qui étaient nuisibles. A partir de ce moment, le mécanisme de la pensée est déclenché » (Fig. 1).

Così Yves Guyon descrive l'istante magico della nascita del precompresso nella sua Commemorazione di Eugène Freyssinet [1].

Se Freyssinet è senza dubbio colui che per primo dà forma completa alla filosofia della precompressione, Guyon ne è il geniale collaboratore che in breve tempo costruisce la nuova teoria, individua problemi e trova soluzioni per ciò che di nuovo si presenta al progetto ed al calcolo.

Nel 1947 i problemi principali sono ormai condotti a soluzioni classiche [2], ancora oggi quotidianamente usate dai progettisti e proposte dai Regolamenti nazionali ed internazionali (Guyon affronta già problemi

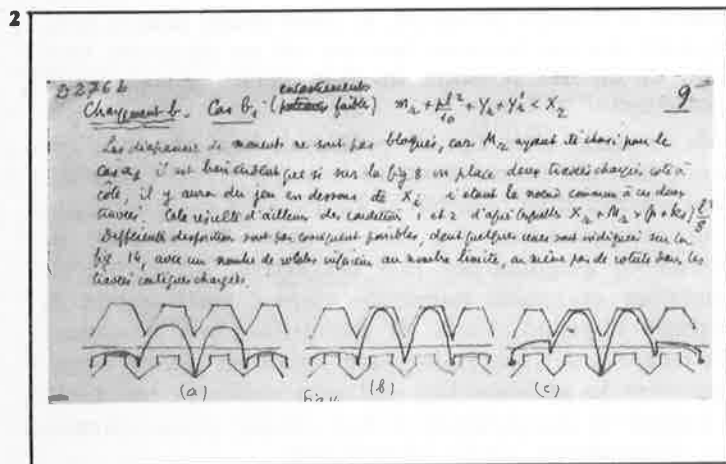


1

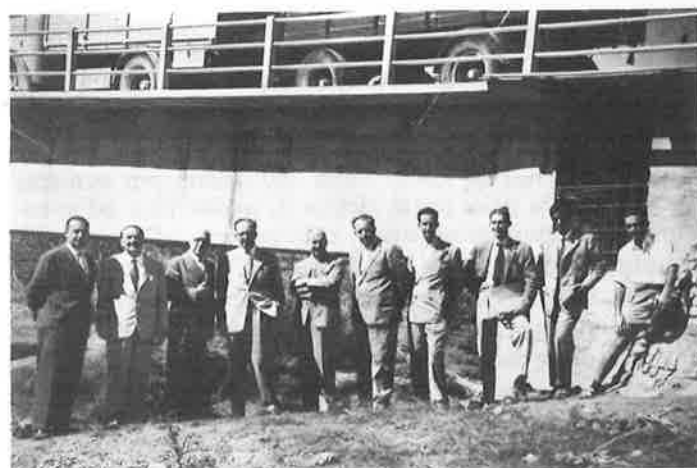
1 - Schizzo originale del martinetto Freyssinet; 2 - Manoscritto di Y. Guyon sulle strutture iperstatiche precomprese; 3 - Il Ministro Romita assiste a Torino alle prove sul brevetto Noli e Marioni; 4 - Il collaudo del Ponte sull'Elsa.



3



2



4

nuovi, quali il comportamento delle strutture iperstatiche e, pochi anni dopo, la loro analisi-limite! [3] (Fig. 2).

Osservato oggi, tale « corpus » di criteri di progetto e di regole di calcolo appare molto coerente, conservando naturalmente criteri di tensioni-limite là ove era necessario e conveniente, ma introducendo il calcolo a rottura (quale « stato limite ultimo » ante litteram) ove fu evidente la sua necessità per garantire la sicurezza di strutture in cui lo stato di tensione, alterato dallo stato di coazione intenzionale, perdeva ogni significato di riferimento per valutare la sicurezza [4, 5].

Alle discussioni scientifiche sull'argomento presero parte attiva e rilevante studiosi e specialisti italiani, ben presto famosi per i loro contributi sia al progresso scientifico che a quello tecnologico della nuova tecnica. Per il prestigio internazionale riconosciuto alla loro opera ricorderò qui solo Gustavo Colonnetti, teorico degli stati di coazione ma anche convinto assertore delle nuove idee, Franco Levi, successore di Guyon nella presidenza della Fédération Internationale de la Précontrainte, Carlo Cestelli-Guidi presidente di quel Comitato Misto F.I.P.-C.E.B. che per primo tentò nella regolamentazione una visione unitaria del cemento armato e del c.a. precompresso [6, 7, 8].

Fra le prime strutture precomprese realizzate vi furono elementi di solaio eseguiti in serie con armature aderenti, una tecnica che avrebbe avuto in seguito largo successo; il brevetto « Noli e Marioni » fu il primo in Italia, e fu oggetto di esperimenti e discussioni fin dal 1947 (Fig. 3).

Il comportamento nel tempo delle strutture precom-



prese era ancora ritenuto da molti un'incognita: avrebbe resistito nel tempo la precompressione? si sarebbe verificata la corrosione sotto sforzo?

Dal Ponte di Vallesella (prima importante opera costruita in Italia in c.a. precompresso) al 1954 furono realizzate nel nostro Paese circa 100 opere, più o meno rilevanti, ma in gran parte ricche di nuove idee ed esperienze: il precompresso aveva così superato l'esame della pratica applicazione. Fra i non molti specialisti, due spiccano fra gli autori delle prime applicazioni, e per il ruolo eminente che avranno più tardi nella diffusione della precompressione in Italia e in numerosi lavori all'estero: Riccardo Morandi e Silvano Zorzi (Fig. 4).

Nel 1958, l'inizio della costruzione della Autostrada del Sole fu la consacrazione del successo del c.a. pre-

compresso come tecnica preferita per le principali opere (Fig. 5). Si ebbe, immediatamente dopo, uno sviluppo esplosivo della nuova tecnica, che si mostrò in effetti una fortunata combinazione di peculiari caratteristiche di acciai e di conglomerati di elevata resistenza.

Da allora, quasi tutte le opere importanti in conglomerato furono precomprese, e la precompressione consentì la realizzazione di opere prima ben difficilmente concepibili; in conglomerato si poterono costruire non solo ponti di grande luce, ma anche ampie coperture, come quella del C.N.I.T. alla Défense, e il Palazzo a vela di Torino.

E' dunque possibile che oggi, dopo 40 anni di innumerevoli applicazioni di successo, si parli di problemi aperti del c.a. precompresso?

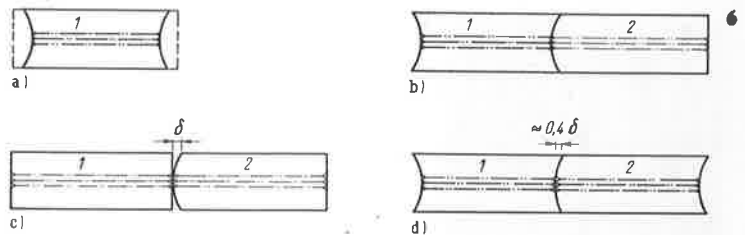
Occorre davvero rendersi conto che i problemi esistono, sono numerosi, e richiedono da un lato un rinnovato e consistente impegno di ricerca scientifica, dall'altro un attento atteggiamento critico da parte dei progettisti e dei costruttori.

In quanto segue si cercherà di dare una approssimativa catalogazione di tali problemi, così come appaiono dalle esperienze più recenti.

## 2. Problemi derivanti da incorretto uso

In ogni nuova tecnica, ai primi periodi di prudente applicazione segue un periodo di eccesso di fiducia, causa di inevitabili inconvenienti per incorretto o imprudente uso.

Sono noti a tutti i rilevanti danni subiti, per scorretta iniezione dei cavi di precompressione, da ponti e



5 - Il collaudo del ponte sul Po dell'Autostrada del Sole, di Zorzi (1939); 6 - Giunti di accoppiamento (da Baur-Göhler [9]).  
Legenda: a) precompressione della prima sezione; b) getto della seconda sezione; c) geometria delle due sezioni indeformate; d) non uniforme precompressione risultante.

viadotti in Italia e all'estero. E' però anche noto a tutti i tecnici che un corretto operare ed un adeguato controllo di qualità possono in gran parte evitare simili inconvenienti in futuro.

Ma esistono altri tipi di problemi, ben più insidiosi perché non altrettanto evidenti sono gli errori compiuti. Come significativo esempio si consideri il caso dei giunti di accoppiamento fra cavi o barre di elementi di costruzioni eseguite per fasi successive. Un errore di concezione compiuto numerose volte è stato quello di ancorare il primo tronco di armatura e poi procedere alla tesatura del successivo (accoppiato al primo) senza consentire lo spostamento dell'ancoraggio; in tal modo la sezione di accoppiamento non rimane precompressa, e si determinano ampie fessurazioni.

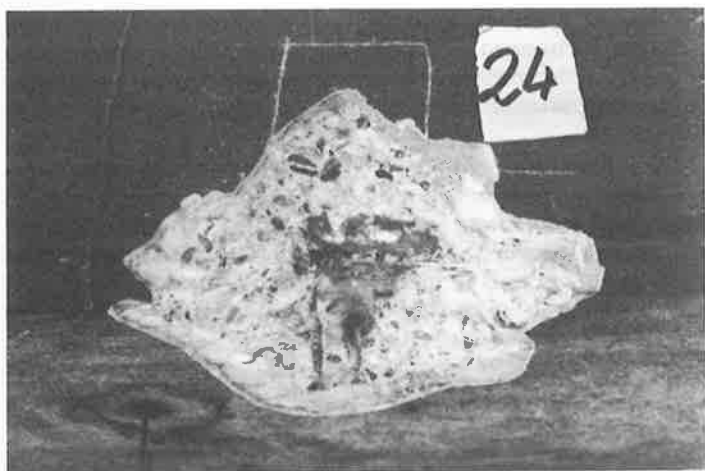
Ma anche se questo errore viene evitato consentendo lo spostamento dell'ancoraggio, la concentrazione dello sforzo può provocare una distribuzione delle tensioni non uniforme nella sezione, e trazioni ai lembi. Il fenomeno è illustrato chiaramente nella Fig. 6: vi è mostrata la deformazione del primo concio, il getto del secondo, la fessura che separerebbe i due conci se fossero indeformati, e infine la fessura che rimane anche dopo la precompressione del secondo concio [9, 10].

Le numerose corrosioni osservate negli accoppiamenti, causa la formazione di tali fessure, hanno ora insegnato che tali sezioni di ripresa dei getti fra conci successivi devono essere armate con armature aderenti di bordo capaci di contenere la fessurazione.

### 3. Problemi causati da nuove condizioni ambientali e di uso

Occorre prendere atto delle mutazioni di composizione dell'atmosfera avvenute negli ultimi decenni, e che non è dunque lecito estendere come previsione per il futuro il comportamento delle strutture in conglomerato quale rilevato fino alla prima metà del secolo. In particolare, l'avvenuto generale aumento dell'acidità dell'atmosfera ha un'importante influenza sulla durezza di conglomerati ed acciai [11].

L'aumentata concentrazione di CO<sub>2</sub> nell'atmosfera ha accelerato il processo di carbonatazione del conglomerato: in alcune strutture che hanno circa 50 anni di vita (Fig. 7) e nelle quali lo spessore di carbonatazione prevedibile era di 25 ÷ 30 mm sono stati misurati spessori alterati di 50 ÷ 60 mm, interessando così gran parte delle armature.



La riduzione di pH in tali parti superficiali (da 13,5 a meno di 9) distrugge la guaina passivante dell'acciaio, e dà inizio a importanti fenomeni di corrosione delle armature, seguiti da vistosi distacchi del conglomerato di ricoprimento. La presenza di cloruri accelera inoltre il fenomeno, e particolarmente la velocità di corrosione successiva alla rottura della passivazione (Fig. 8).

Queste nuove condizioni ambientali (difficilmente modificabili nel prossimo futuro), e la mancanza di efficaci rimedi obbligano a rivedere in modo sostanziale regole per lungo tempo accettate riguardo al ricoprimento delle armature, e in genere alla loro protezione.

Non si potrà evitare in futuro di effettuare razionali scelte sulla vita prevista per la struttura, e di ottimizzarle tenendo conto dell'ambiente, delle misure di protezione, del diametro delle armature.

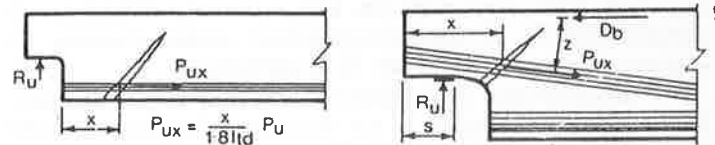
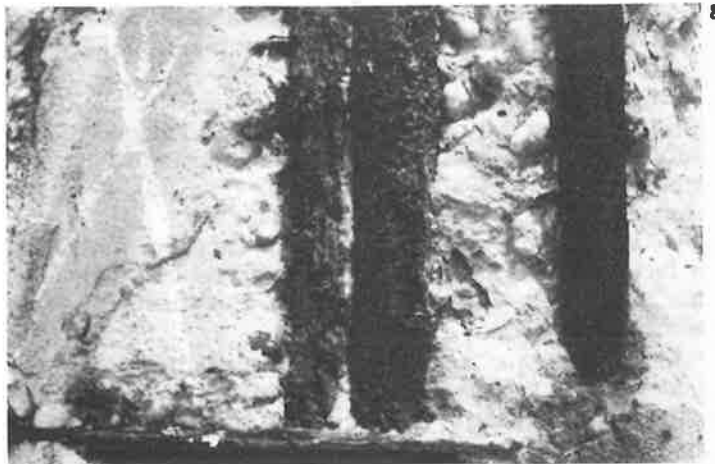
### 4. Problemi dovuti al graduale modificarsi delle condizioni progettuali e delle proprietà dei materiali

Le proprietà dei materiali da costruzione evolvono nel tempo per modificazioni (spesso graduali e lente) dei processi di produzione, che seguono proprie leggi di evoluzione, a seguito dei progressi tecnologici, ricerche di maggior economia, utilizzazione di diverse materie prime, ecc. Il progettista delle strutture è generalmente estraneo a tali processi, e può succedergli di accorgersi troppo tardi che sono mutate talune proprietà chimiche o fisiche di materiali usati da sempre.

Un esempio è dato dalla reazione alcali-aggregato, che si è imposta recentemente all'attenzione degli strutturalisti come una novità, in quanto nel nostro Paese non si erano riscontrati nel passato casi patologici rilevanti ad essa attribuibili. Con molte probabilità una mutata composizione chimica dei cementi, conseguenza di nuovi processi produttivi, ha contribuito a rendere rilevante un fenomeno finora trascurabile [12].

Ben più importanti per il c.a. precompresso sono i fenomeni che hanno influito su un sostanziale mutamento delle qualità di aderenza delle armature pre-tese, fenomeni in cui probabilmente interferiscono sia le qualità fisiche del materiale (fili e trefoli) sia le gradualmente mutate modalità di progettazione e di esecuzione dei manufatti precompressi.

Le qualità di aderenza di trecce e trefoli per la precompressione ad armature aderenti (i fili erano già stati sconsigliati da Leonhardt a seguito delle esperienze di Ros) furono oggetto di numerosi accurati studi che condussero a soddisfacenti regole di progettazione delle lunghezze di ancoraggio già agli inizi degli anni '50.

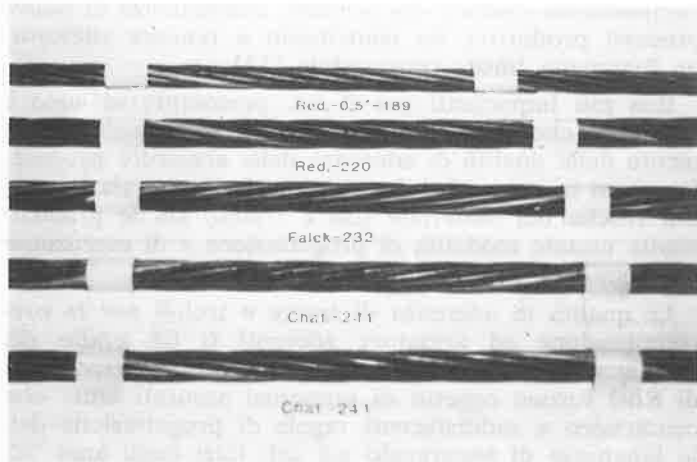


7 - Esame della profondità di carbonatazione raggiunta in una struttura in cemento armato avente 50 anni di vita; 8 - Distacchi del conglomerato superficiale in conseguenza della ossidazione dell'acciaio conglobato; 9 - Funzione dell'armatura pretesa nella resistenza a taglio-flessione (dalla Guida FIP).

Innumerevoli strutture progettate tenendo conto delle lunghezze di ancoraggio regolamentari ed armate al taglio nelle zone di testata come analoghe strutture in cemento armato si sono comportate ottimamente per decenni.

Recentemente si sono invece riscontrati alcuni casi in cui tali regole si sono dimostrate insufficienti, ed i trefoli pretesi hanno presentato fenomeni di scorrimento progressivo nel tempo. Tali situazioni sono molto pericolose, poiché viene a mancare il tirante nel meccanismo di resistenza a taglio-flessione (Fig. 9) e la rottura si verifica senza preavviso. Sarebbe errato dedurre che le regole applicate dal '50 non sono più valide: esse, dedotte empiricamente per specifiche condizioni dei materiali e del progetto, naturalmente cessano di valere per mutate condizioni degli uni e dell'altro.

10



E' presumibile che tali nuove condizioni derivino in parte da diverse caratteristiche del materiale acciaio, quali:

- aumento del diametro usato, senza parallelo miglioramento di altre caratteristiche, quali l'angolo di cordatura dei trefoli, che ne potrebbe aumentare la resistenza geometrica allo scorrimento (Fig. 10), o esaltazione delle proprietà di « unfitness »;
- trattamenti della superficie dell'acciaio, indirizzati a facilitare la trafilatura o a contrastare la corrosione, ma che per loro natura riducono drasticamente l'adesione superficiale.

Ma certamente sono concause altrettanto importanti nuovi dettagli di progetto o di esecuzione che allontanano sostanzialmente le condizioni da quelle un tempo sperimentate:

- riduzione delle sezioni di conglomerato ed avvicinamento delle armature tra loro, creando situazioni di congestione ed elevate compressioni assiali insieme ad elevate tensioni trasversali di « splitting »;
- diminuzione dell'armatura destinata a contenere le tensioni trasversali e ad impedire l'allargarsi delle eventuali fessure longitudinali;
- rilascio delle armature ad insufficiente resistenza del conglomerato.

Il fenomeno è molto complesso, come appare dallo stesso « Report on Prestressing Steel » [13] pubblicato nel 1978 dalla F.I.P.

Alla luce dei fenomeni più recentemente riscontrati pare necessario affrontare scientificamente ex novo il problema, con una campagna di ricerche sperimentali e teoriche estese agli effetti di tutti i parametri qualitativamente già individuati.

## 5. Problemi non ancora compiutamente risolti per la loro complessità

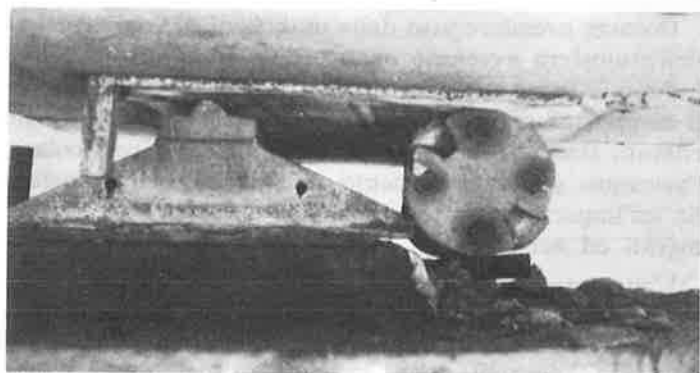
Oltre a quelli menzionati, esistono altri fenomeni sui quali le conoscenze sono tuttora insufficienti per una corretta progettazione di strutture per qualche motivo eccezionali.

Pare opportuna l'occasione di questo **Convegno** per attirare su di essi l'attenzione di sperimentatori e studiosi.

Sembrano di particolare interesse pratico ulteriori studi per fornire affidabili mezzi di calcolo sui seguenti effetti.

### a) Deformazioni globali delle strutture

Ponti, viadotti, pontili aventi lunghezza globale del-



11

10 - Caratteristiche di trefoli attualmente in commercio in Italia; 11 - Dissesto di un appoggio a rullo, per insufficiente previsione della sua corsa.

l'ordine di 1000 m senza giunti sono ora costruiti con relativa frequenza. Per essi, una previsione abbastanza precisa delle massime variazioni globali di lunghezza interessa notevolmente la progettazione di appoggi e giunti.

Le esperienze pratiche (misure su struttura) sono contrastanti su questo argomento; in taluni casi si è riscontrata una previsione insufficiente (Fig. 11) con necessità di costosi interventi; altre volte si sono misurate deformazioni stagionali e globali (valori asintotici per decorso di ritiro e viscosità) nettamente inferiori a quelle calcolabili pur con le più raffinate modellazioni che mettono in conto gli effetti dello spessore, dell'armatura, dell'umidità ambiente, dell'età alla messa in carico, ecc.

Particolarmente importanti sono affidabili mezzi di calcolo delle deformazioni nel caso frequente della costruzione dei viadotti a sbalzo per conci successivi, poiché in questo caso le differenze per le « storie » dei conci sono funzione di molti parametri ambientali.

D'altro canto è dubbio che si possano sempre adottare i risultati dell'ampia sperimentazione che ha avuto luogo tra il '50 e il '70 ( e che è stata sintetizzata dal C.E.B.), in quanto spesso oggi i conglomerati (per contenuto di additivi, maturazione accelerata, ecc.) hanno caratteristiche sensibilmente diverse da quelle dei normali conglomerati allora in uso.

### b) Effetti strutturali della viscosità - Azioni indirette - Loro considerazione allo stato-limite ultimo

Quando nelle strutture vengono introdotti vincoli partecipati o quando vengono rese solidali parti eseguite separatamente, se la struttura risultante è iperstatica

la viscosità dà luogo a ridistribuzioni di sforzi che non possono di regola essere ignorate per le condizioni di esercizio.

Esperienze di laboratorio (Fig. 12) hanno confermato quanto già da tempo previsto con la teoria.

A questi effetti il c.a. precompresso presenta più frequentemente del cemento armato problemi rilevanti, come è mostrato ad es. dall'insorgere di momenti positivi in sezioni inizialmente a momento nullo (Fig. 13).

Malgrado le difficoltà insite nel prescegliere gli opportuni coefficienti numerici, tali problemi sono affrontabili oggi dai progettisti per mezzo di completi metodi di calcolo, adeguatamente illustrati ad es. nel Manuale C.E.B. [15] recentemente pubblicato sotto la coordinazione di C.A. Chiorino.

Si hanno invece solo alcune insufficienti indicazioni su come tener conto dei medesimi fenomeni in fase fessurata ed allo stato-limite ultimo.

E' questo un problema che si presenta anche per tutte le altre azioni indirette, quali gli effetti del ritiro, di variazioni termiche, di cedimenti differenziali degli appoggi.

E' noto che tali azioni sono effetti di deformazioni impresse relativamente piccole, per cui la loro importanza, elevata in campo elastico-lineare, decresce sicuramente di fronte alle più elevate deformabilità delle strutture in fase fessurata ed in presenza di deformazioni plastiche. Non si può tuttavia ancora dire che conclusioni razionalmente fondate permettano di attribuire precisi coefficienti di sicurezza alle azioni indirette, quando esse siano calcolate in elasticità lineare.

La strada maestra naturalmente esiste, ed è quella dell'analisi nonlineare. Qualora quest'ultima venga adottata, il calcolo globale tiene conto automaticamente del ridotto effetto in fase di rottura: tuttavia, dedurre regole generali dalle molte sperimentazioni numeriche effettuate è difficile (se non impossibile) perché il residuo effetto delle deformazioni impresse dipende molto dal grado di duttilità della struttura.

c) *Effetto iperstatico della precompressione; sua considerazione allo stato-limite ultimo*

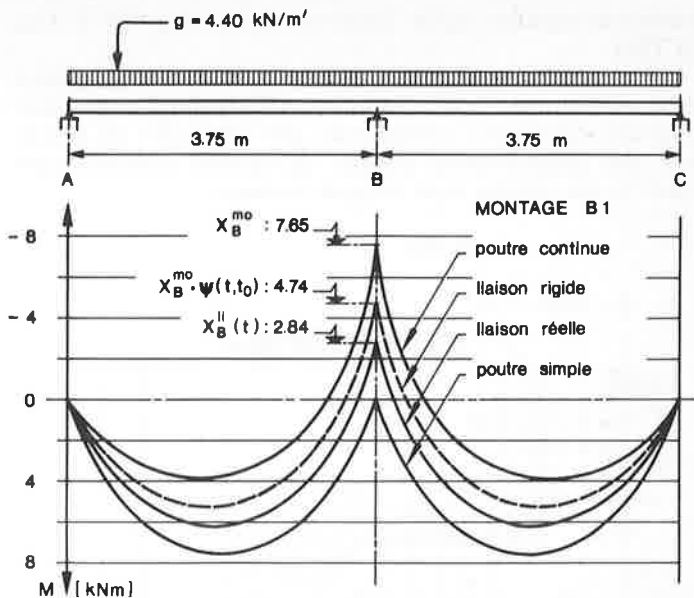
Questo effetto è di natura analoga alle azioni indirette, in quanto conseguenza di una deformazione impressa non compatibile con i vincoli. Esso viene automaticamente preso in conto dall'analisi nonlineare della struttura, se accompagnata dalle condizioni relative alle rotazioni plastiche  $\theta_p$  limitate. Vi è invece notevole disparità di vedute sul modo in cui tenerne conto quando si effettua solo l'analisi lineare-elastica.

L'argomento è stato oggetto di discussioni sia al Symposium di Waterloo nel 1983 [16] sia al Workshop ARW di St. Rémy nel 1984 [17]. Mentre la proposta dei più convinti plasticisti è di non considerare affatto tale effetto a rottura, suggerimenti più prudenti di altri specialisti (avendo riguardo sia a stati immediatamente precedenti la rottura, sia alle possibili fragilità della struttura) consigliano di considerarne il valore inalterato anche a rottura.

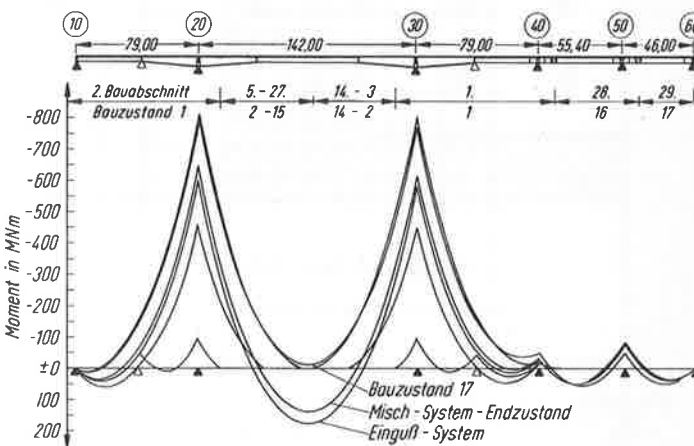
L'argomento merita dunque ulteriori approfondimenti.

d) *Aderenza acciaio/conglomerato nelle strutture a cavi scorrevoli*

L'ipotesi di aderenza tra i cavi post-tesi iniettati ed il conglomerato adiacente è l'ipotesi fondamentale per la verifica a rottura delle strutture precomprese a cavi scorrevoli. L'evidenza sperimentale di tale ipotesi non è messa in discussione, ma sono sempre più frequenti



12 - Ridistribuzioni di momento dovute alla viscosità misurate in laboratorio su travi rese continue (Favre).



13 - Ridistribuzioni di momento sul Ponte sul Meno a Rüssel-sheim [14].

in casi in cui sarebbe utile disporre di valori numerici delle tensioni di aderenza, come pure di modelli di comportamento delle strutture in fase fessurata e con parziale perdita dell'aderenza.

Ciò accade per lo studio delle zone ove si hanno elevati gradienti di momento, come pure per derivare dei criteri di fessurazione per taglio nelle anime delle travi, e per valutare le escursioni di tensione nei cavi pretesi nei casi di sollecitazioni a fatica.

Si conosce molto poco di tale aderenza, e sarebbe molto utile il suo studio sperimentale e la derivazione di adeguati modelli.

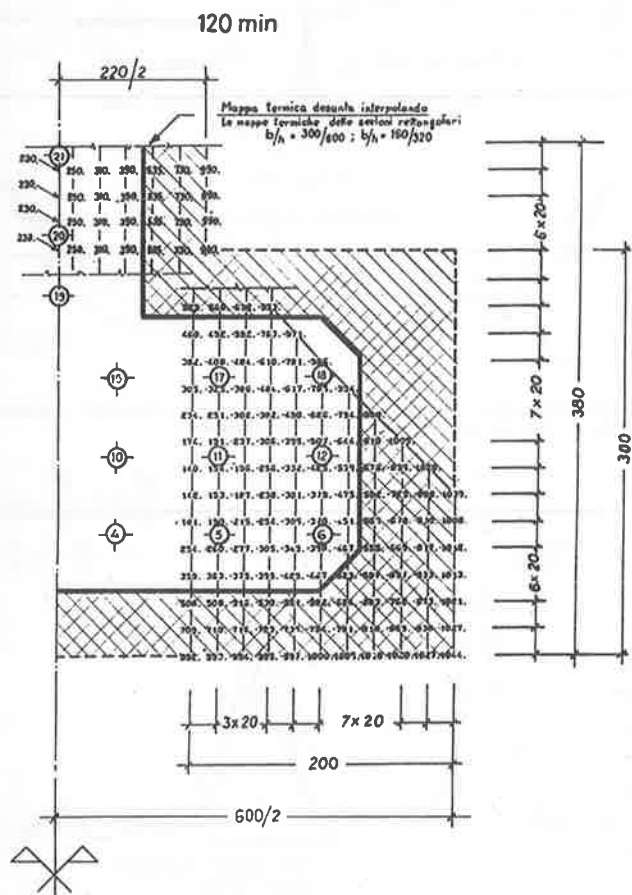
e) *Resistenza al fuoco*

E' purtroppo opinione diffusa ed infondata che il c.a. precompresso sia più sensibile al fuoco del cemento armato.

E' invece d'altra parte già disponibile un approccio di analisi razionale dell'uno e dell'altro, fondato sul semplice calcolo delle temperature raggiunte dalle singole armature, in funzione della loro posizione nella sezione, ai vari tempi di calcolo della curva convenzionale ISO delle temperature superficiali. Mettendo in conto le resistenze residue delle singole armature alle temperature calcolate si può ottenere un ragionevole valore della

resistenza residua della struttura (vedi Fig. 14 e Fig. 15) [18].

I numerosi studi, attualmente in corso, sull'analisi della « struttura » sotto l'effetto dell'incendio sono molto promettenti, ma consentono per ora solo di prevedere che procedimenti pratici di calcolo saranno operativi in un futuro non troppo lontano.



14 - Calcolo delle temperature raggiunte dall'armatura pretesa in caso d'incendio.

rità poiché meglio individuati e studiati sono i fenomeni che le caratterizzano, e di conseguenza più maturi i problemi posti dal loro comportamento in esercizio e dalla loro sicurezza.

Non mi soffermerò sulla convenienza della precompressione parziale, già da tempo studiata ed affermata, ma in particolare sui problemi tuttora da studiare, che sostanzialmente si riducono al calcolo delle cadute di tensione a lungo termine ed alla resistenza a fatica.

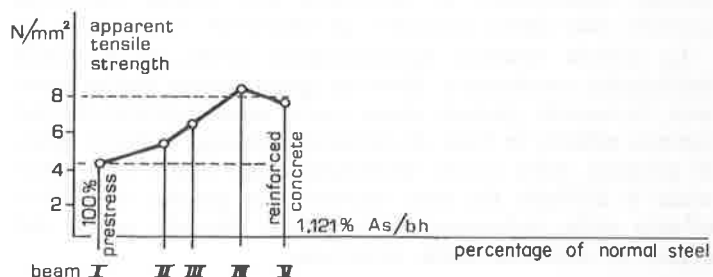
Già un Convegno dell'AICAP (Venezia 1963) [19] raccolse molti interessanti studi effettuati in Italia sull'argomento; il Symposium di Waterloo (1983) mostrò tuttavia che ancora molto vi è da fare [16].

E' importante che nuove energie di ricerca vengano convogliate su questo tema, almeno per due ragioni; anzitutto perché si tratta della strada da seguire per poter utilizzare compiutamente le potenzialità delle strutture continue precomprese, e in secondo luogo perché la recente introduzione della possibilità della precompressione parziale delle Norme Tecniche del nostro Paese porterà nel prossimo futuro a numerose realizzazioni con questa tecnica.

a) Cadute di tensione a lungo termine

La determinazione delle perdite di precompressione nel tempo richiede un procedimento particolare di calcolo.

E' ben noto [20, 21, 22, 23] che la viscosità del conglomerato conduce ad un particolare stato di coazione



16 - Variazione apparente della resistenza a trazione per vari indici di precompressione (C. Cestelli-Guidi, E.F. Radogna) [19].

nel quale l'acciaio non preteso è soggetto a precompressione crescente nel tempo, mentre la precompressione decresce nel conglomerato (Fig. 16).

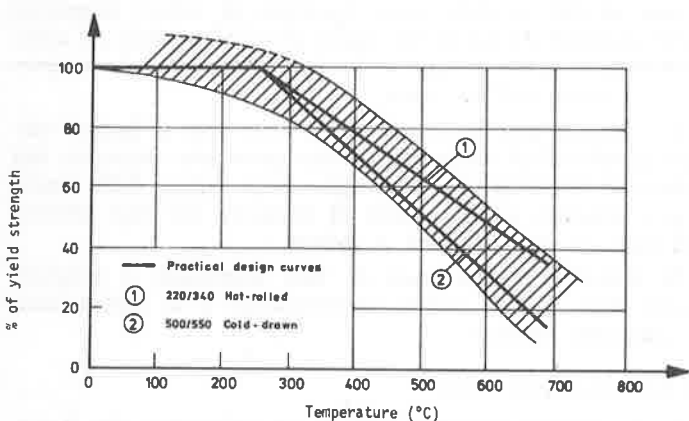
I lavori più recenti [24, 25] sembrano mostrare che questo fenomeno è oggi ben prevedibile, e che d'altronde nelle strutture ad armatura mista si ha tendenza ad impartire bassi valori di precompressione, e perciò gli svantaggi di un effetto relativamente più pronunciato della viscosità sono così in pratica compensati.

b) Resistenza alla fatica

Più complesso ed aperto è il problema della fatica; esso è anche più preoccupante, particolarmente per ponti e viadotti, in quanto riguarda lo stato-limite ultimo, e quindi non solo più o meno gravi condizioni di esercizio.

Per quali ragioni sembra più importante il problema della fatica nelle strutture a precompressione parziale? Ciò può sembrare strano, trattandosi di una tipologia strutturale intermedia fra il cemento armato ed il c.a. precompresso.

Il motivo di preoccupazione risiede nel fatto che, a seconda delle condizioni di progetto, l'acciaio ad alta resistenza (preteso) può essere soggetto in esercizio ad elevate escursioni di tensione poiché l'aumento di tensione in fase fessurata (analogo a quello del coesistente



15 - Diminuzione della resistenza dell'acciaio con la temperatura; da [18].

6. Nuove tecniche: precompressione parziale

Due nuove tecniche sono oggetto di rinnovati interessi: la precompressione parziale e la precompressione con armature non rese aderenti.

Queste due tecnologie non possono dirsi « avanzate », in quanto già considerate e promosse nel passato. Si trovano però nella situazione di una accresciuta matu-

acciaio non preteso) si somma all'aumento di tensione precedente, corrispondente alla decompressione del conglomerato; questa più elevata escursione di tensione si verifica a tensione minima molto elevata (Fig. 17), e quindi in una zona già molto sfavorevole del diagramma di Goodman.

Anche nel c.a. precompresso integrale l'escursione di tensione nell'acciaio preteso avviene con tensione minima molto elevata (la pretensione), ma l'escursione è modesta: essa corrisponde infatti alla sola deformazione di decompressione del conglomerato, ed eventualmente a quella addizionale dovuta alla tensione di trazione ammessa, che non considera sistematica la formazione di fessure.

Poiché sono esattamente limitate dalle Norme sia la compressione massima nel conglomerato a soli carichi permanenti, sia la massima trazione sotto carico, in casi ordinari la escursione di tensione nell'acciaio  $\Delta\sigma_p$  può assumere i seguenti valori massimi per due comuni (ma elevati) valori di resistenza  $R_{ck}$  del conglomerato.

$R_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	Compress. 0,38 $R_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	Trazione 0,06 $R_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>	$E_s/E_c$	$\Delta\sigma_p$ N/mm <sup>2</sup>
40	15,2	2,4	17,6	6,4	113
55	20,9	3,3	24,2	5,8	140

(L'acciaio preteso si trova ad una certa distanza dal lembo della sezione, ma ciò è irrilevante nelle grandi strutture di ponti e viadotti, mentre ha un ruolo importante nelle piccole travi sperimentate in laboratorio).

Secondo il diagramma di Smith della Fig. 18, che è relativo ad un normale trefolo prodotto in Italia, vi è una sicurezza compresa tra 2,0 e 1,6 rispetto alla escursione di 230 N/mm<sup>2</sup> che ha la probabilità del 95% di superare  $2 \cdot 10^6$  cicli.

La sicurezza è quindi sufficiente, per quanto si operi in una zona di tensione media molto elevata.

In viadotti costruiti recentemente in USA per traffico ferroviario è stata scelta la soluzione «trazioni nulle» [27], con una escursione massima  $\Delta\sigma_p = 70$  N/mm<sup>2</sup>; travi in scala reale, provate per  $6 \cdot 10^6$  cicli simulanti secondo la regola di Miner i  $16 \cdot 10^6$  cicli attesi in 60 anni, non hanno naturalmente mostrato sensibili danni.

Decenni di esperienza di ponti in c.a. precompresso in Europa dimostrano tuttavia che il problema della fatica non si è praticamente posto, anche ammettendo parziali trazioni, quando fossero applicate le correnti Norme di calcolo.

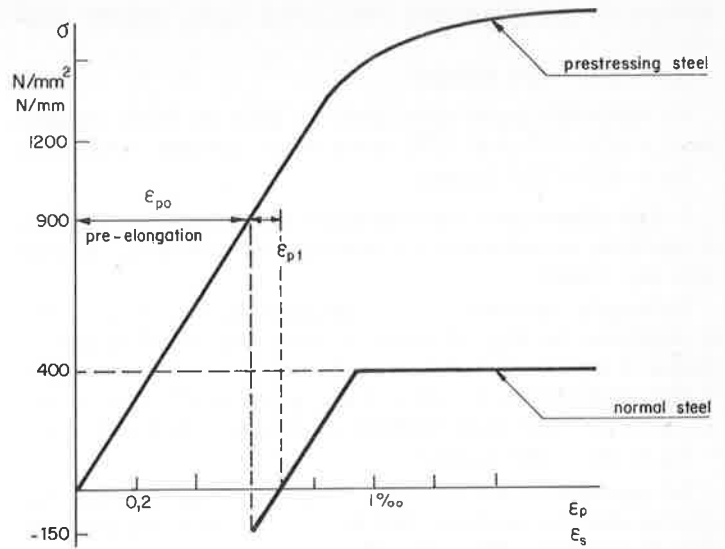
Esaminiamo qual'è la situazione di una corrispondente trave in cemento armato. Non si può evitare, almeno in casi particolari, di effettuare delle verifiche a fatica dell'acciaio.

I casi più sfavorevoli sono quelli di strutture con modesto peso proprio rispetto al sovraccarico ripetuto (piccoli ponti o travi di scorrimento di carri-ponte) e quelli di sezioni di momento nullo per i carichi permanenti. In tali casi, l'escursione può avvicinarsi alla tensione ammissibile e quindi, per acciaio ad adherenza migliorata FeB 44, al valore:

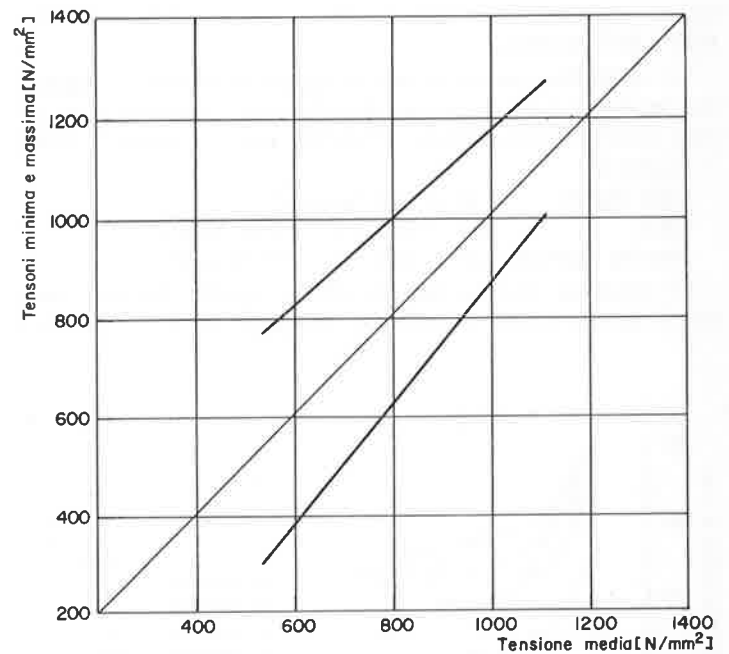
$$\Delta\sigma = 260 \text{ N/mm}^2$$

Tale escursione non è in genere ammissibile per gli acciai in commercio, e non è consentita da nessuna norma.

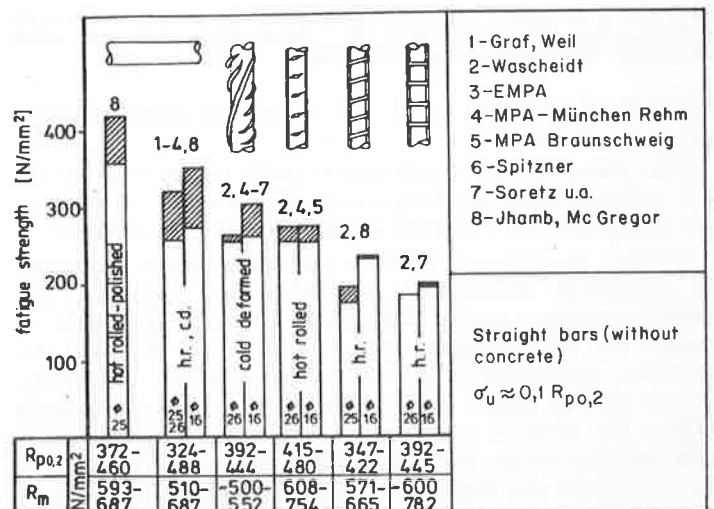
Per  $2 \cdot 10^6$  cicli, su acciai italiani in barre nude o con-



17 - Diagrammi sforzi-deformazioni e stati di tensione dei due tipi di acciaio nella sezione.



18 - Diagrammi di Smith di un trefolo  $\varnothing 1/2"$ . Sono riportati, in funzione della tensione media, i limiti inferiore e superiore della sollecitazione alternata sotto ai quali si ha la probabilità del 95% di superare  $2 \cdot 10^6$  cicli (CB).



19 - Resistenza alla fatica di barre rettilinee non inglobate in conglomerato (da Nürnberger).

globate in conglomerato [36] sono state trovate resistenze:

$$\Delta\sigma = 215 \div 225 \text{ N/mm}^2$$

In oltre 350 prove effettuate in USA su barre conglomerate e a  $5 \cdot 10^6$  cicli [29] sono state trovate resistenze:

$$\Delta\sigma = 159 \div 197 \text{ N/mm}^2$$

I dati disponibili sono dunque abbastanza in accordo e mettono in evidenza un sensibile effetto della geometria dei risalti.

Un'ampia raccolta di dati ottenuti in vari Paesi [30] è riportata in Fig. 19 dove si vede che la resistenza a fatica è molto variabile con la natura della superficie e che, escludendo le barre lisce, per i profili più usuali di barre le resistenze minime si pongono nell'intervallo:

$$\Delta\sigma = 180 \div 250 \text{ N/mm}^2$$

Le prove svizzere secondo i nuovi acciai SIA 162 mostrano che l'escursione  $200 \text{ N/mm}^2$  ha 95% di probabilità di superare  $10^6$  cicli [26].

Non è dunque possibile consentire, ove sia atteso un elevato numero di ripetizioni dell'azione, una escursione di tensione pari alla tensione ammissibile ( $260 \text{ N/mm}^2$ ) dell'acciaio.

Le varie Norme sono più o meno prudenti al riguardo; le escursioni massime attualmente consentite in fatica (trascurando alcune variabili non essenziali) sono le seguenti:

USA (ACI)	$\Delta\sigma = 160 \text{ N/mm}^2$
CEB	$\Delta\sigma = 150/1,15 = 130 \text{ N/mm}^2$
Norme Italiane	$\Delta\sigma = 0,75 \bar{\sigma} = 195 \text{ N/mm}^2$

E' evidente che le Norme ACI e quelle Italiane non introducono alcun sostanziale margine di sicurezza nei

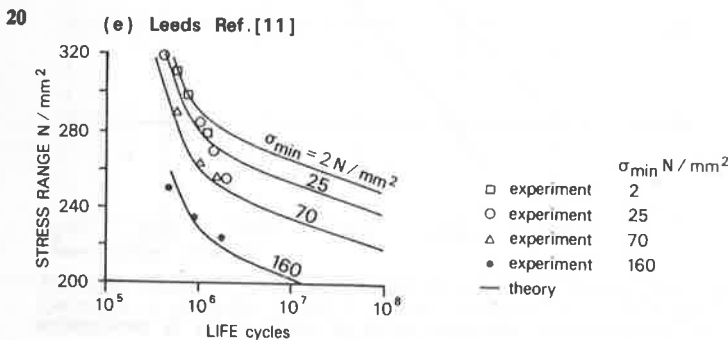
Le effettive escursioni dipendono dalle caratteristiche del progetto, che devono tenere in attenta considerazione questi fenomeni. Vi sono in effetti due possibilità:

— limitare la precompressione delle fibre di conglomerato all'altezza dell'armatura pretesa, in modo di ridurre l'escursione dovuta alla decompressione (in condizioni di carico permanente, tale precompressione potrebbe infatti essere convenientemente prossima allo zero);

— limitare l'escursione anche nell'armatura ordinaria. Ciò risulta chiaramente anche da comparazioni numeriche [35] effettuate sulle sezioni unificate dell'inchiesta internazionale (Bachmann): da esse risulta che, assumendo in esercizio il limite di fessurazione  $W = 0,2 \text{ mm}$ , solo per valori elevati dell'indice di precompressione ( $\lambda = 0,7 \div 0,8$ ) la escursione nell'acciaio si mantiene su valori prossimi a  $150 \text{ N/mm}^2$ , e quindi accettabili; per valori minori di  $\lambda$  si raggiungono valori di  $200 \div 220 \text{ N/mm}^2$  sia nell'acciaio ordinario sia, come escursione, nell'acciaio preteso.

(Naturalmente, valori minori e conseguentemente ammissibili si ottengono limitando a  $W = 0,1 \text{ mm}$  le ampiezze teoriche delle fessure; è ciò che propone anche Radogna).

Dalle varie fonti messe a confronto appare un panorama abbastanza chiaro per il progettista, ma certamente scoraggiante: i rischi sono elevati, tanto più che la dispersione delle resistenze è anch'essa elevata. Non vi sarebbero soluzioni pratiche per i ponti, se i « carichi di progetto » non fossero in realtà piuttosto rari, e gli effettivi veicoli viaggianti (almeno per quanto riguarda ponti e viadotti stradali) distribuiti secondo ampi spettri. Le sollecitazioni e le escursioni di tensione nelle

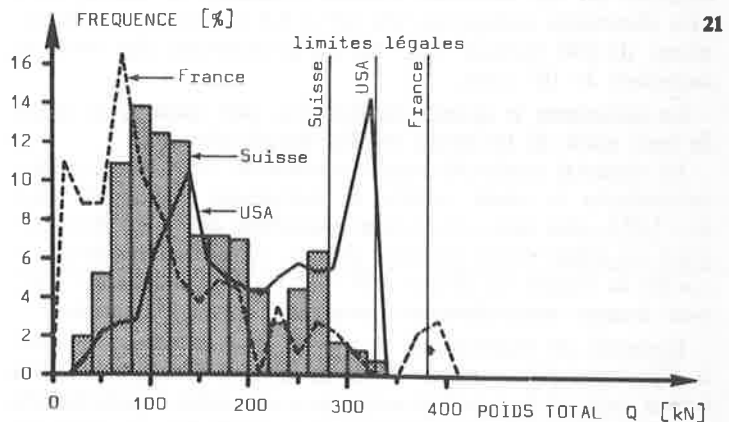


20 - Curve di Wöhler di acciai conglobati in travi parzialmente precomprese (Bennett-Leeds); 21 - Istogrammi dei pesi totali di veicoli viaggianti (Jacquemond-Hirt).

riguardi di effettive  $2 \div 5 \cdot 10^6$  ripetizioni della escursione di tensione.

Che può avvenire combinando nella stessa sezione (di c.a. parzialmente precompresso) sia l'acciaio ad aderenza migliorata sia l'acciaio ad alta resistenza preteso?

Mentre si può considerare sostanzialmente invariata la situazione dell'acciaio normale, ben aggravata potrebbe risultare quella dell'acciaio preteso, nel quale, ai valori  $\Delta\sigma_p$  di decompressione (da 97 a  $121 \text{ N/mm}^2$ ) potrebbero aggiungersi, per l'escursione in fase fessurata, valori pari a quelli della parallela armatura ordinaria ( $130 \div 195 \text{ N/mm}^2$ , a seconda della Norma considerata). Ciò darebbe luogo alla rottura per fatica. Le stesse prove effettuate da Bennett a Leeds, e riportate [28] in Fig. 20 mostrano che le rotture per  $2 \cdot 10^6$  cicli si verificano con escursioni  $\Delta\sigma = 240 \text{ N/mm}^2$ .



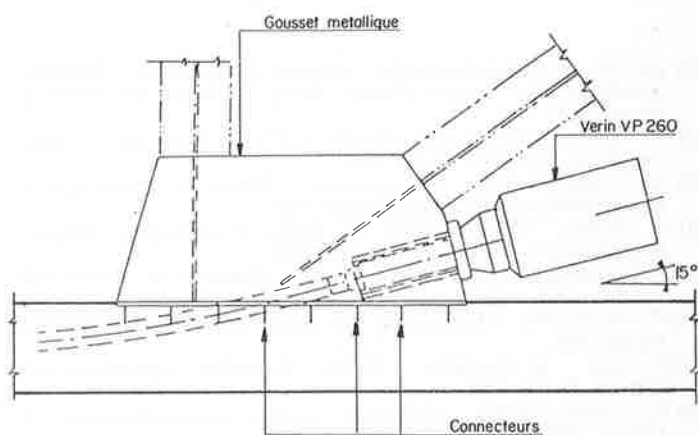
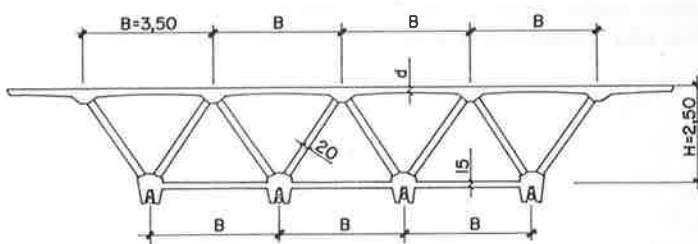
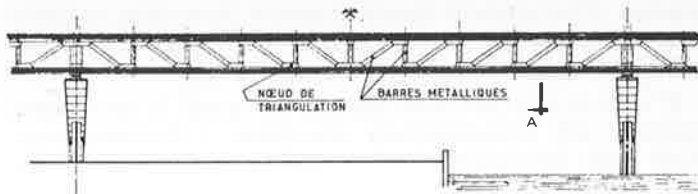
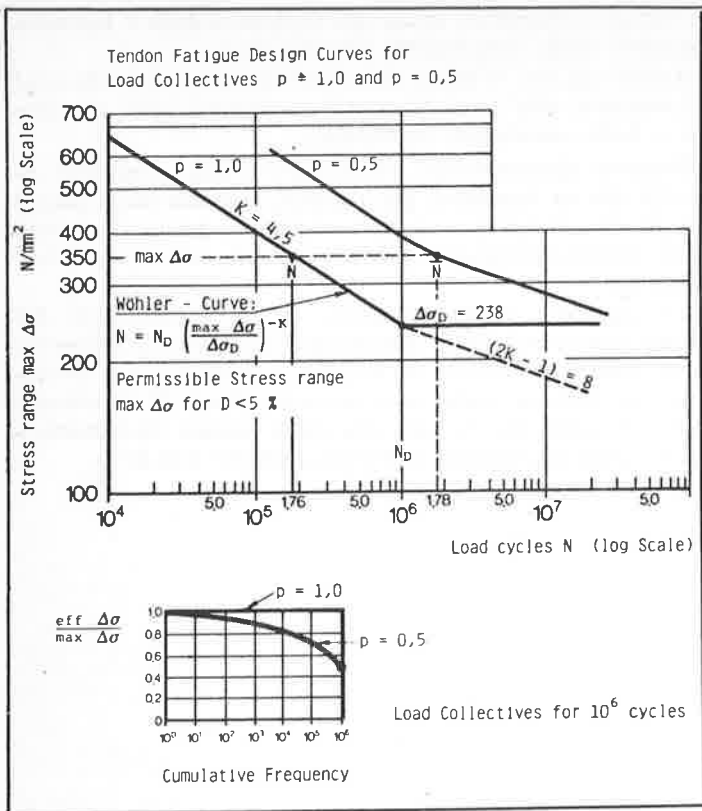
armature sono così in effetti ben più numerose dei  $2 \div 5 \cdot 10^6$  cicli, ma distribuite con intensità diverse.

Il problema può essere razionalmente risolto solo effettuando rilevamenti delle frequenze dei veicoli di peso diverso transitanti sui ponti. La Fig. 21, tratta da [34] mette a confronto gli istogrammi dei pesi totali di veicoli rilevati in Svizzera con quelli di Francia e USA.

E' interessante osservare come in USA ci sia una tendenza ad approssimarsi al limite legale, mentre in Europa le massime frequenze ne sono ancora molto lontane. (E' quindi molto importante, per razionalizzare la progettazione delle opere, saper effettuare anche realistiche proiezioni del traffico nel futuro!).

Una volta assunto, convenzionalmente dunque, uno spettro di veicoli, è possibile determinare il valore mas-





simo di  $\Delta\sigma$  che è solo il valore di picco in un collettivo di carichi che si verifica durante l'intera vita del ponte. Tale collettivo viene poi messo in relazione con la resistenza corrispondente alla ripetizione di sollecitazioni tutte pari al valore massimo (resistenza ricavabile dalle sperimentazioni convenzionali). Il procedimento è suggerito in [37].

La Fig. 22, tratta da [32] che applica il procedimento ai ponti strallati, mostra sulla destra il collettivo  $p = 1$  messo a confronto con il collettivo  $p = 0,5$  (in quest'ultimo, il valore di picco si verifica una sola volta, ed il minimo valore è la sua metà). Sulla sinistra si osserva il risultato sulla curva di Wöhler dei tiranti:  $2 \cdot 10^5$  cicli del collettivo 1 corrispondono a  $2 \cdot 10^6$  cicli del collettivo 0,5.

Dal carattere ancora di « avanguardia » di questi studi si può dedurre che ancora molta strada deve essere fatta per rendere meno penalizzanti le attuali norme relative alla fatica nelle strutture a precompressione parziale.

### 7. Nuove tecniche: unbonded tendons

Un'altra tecnica non convenzionale, che da anni tenta prepotentemente nuove applicazioni, è quella della precompressione con armature non rese aderenti.

Mentre da un lato tali trefoli permanentemente protetti dalla corrosione sono ampiamente utilizzati nel nostro Paese per riparazioni e rinforzi, ove è impossibile ricreare l'aderenza dell'armatura con la costruzione, essi sono strumento corrente da molti anni, particolarmente in USA, per piastre continue di grandi dimensioni e, più recentemente, in Francia per la costruzione di ponti di caratteristiche molto peculiari (Figg. 23-24-25).

Occorre a questo riguardo ricordare che tecniche simili ebbero un certo numero di applicazioni prima del 1955, ma vennero abbandonate quando fu chiaro che l'aderenza tra armatura e conglomerato era una delle

22 - Collettivi di carichi e loro equivalenza sulla curva di Wöhler per tiranti di ponti strallati [32]; 23 - Ponte precompresso con anima costituita da capriata metallica (S.G.E. e D.T.P.); 24 - Post-tensione con cavi esterni: il ponte di Bubiyan in Kuwait (Bouygues); 25 - Nodo in acciaio per ancorare i cavi di precompressione non aderenti (S.G.E. e D.T.P.).

ipotesi fondamentali sulle quali fu basato il calcolo convenzionale a rottura per flessione e per taglio delle strutture precomprese.

Deve dunque essere presente a tutti i progettisti che sarebbe errato ed imprudente estendere alle strutture « unbonded » i metodi di calcolo correnti per il precompresso.

Per alcune applicazioni strutturali la tecnica dell'armatura non aderente presenta indubbio interesse ed apre nuove possibilità; non si può d'altronde non riconoscere la nostra carenza di mezzi di calcolo e di conoscenze sperimentali al riguardo.

Occorre formulare una nuova teoria; non mancano applicazioni, a livello di sperimentazione scientifica, nelle quali congruenza ed equilibrio vengono verificate in

assenza di solidarietà tra armatura e struttura; tuttavia esse sono solo agli inizi, e non sarebbe prudente utilizzarle allo stadio attuale nella progettazione.

E' questo uno dei temi aperti, sui quali le tecnologie avanzate del precompresso attendono i risultati degli studi degli specialisti.

## 8. Conclusioni

Dopo che da questo esame dei caratteri evolutivi del precompresso sono apparsi così numerosi temi di approfondimento, sarebbe opportuno trarre delle conclusioni, o almeno delle indicazioni per il futuro.

Per parte mia, l'insegnamento principale che posso trarre dalla lunga lista di problemi esaminati è un invito alla prudenza, a non avventurarci, come progettisti,

in campi inesplorati senza gli indispensabili e continui supporti delle conoscenze scientifiche.

Anche ciò che è stato fatto per decenni richiede oggi un riesame, alla luce di nuove condizioni nelle tecnologie e nelle condizioni ambientali.

Occorre sperimentare, incoraggiare più complete ricerche sia su fenomeni già ritenuti noti sia sulle nuove strade che si aprono al precompresso, particolarmente sulla precompressione parziale e sulle strutture «unbonded».

Le capacità, l'aggiornamento e la disponibilità dei nostri ricercatori sono dimostrati dai numerosi interessanti lavori presentati all'AICAP. I dibattiti che avvengono in questa sede non mancheranno di costituire nuovo stimolo per le ricerche nelle nostre Università e nel Gruppo di Ingegneria Strutturale del C.N.R.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] AA.VV.: « Commémoration Eugène Freyssinet », *Chambre Syndicale Nat. Constr. Ciment Armé et Béton Précontraint*, Parigi 1963.
- [2] Y. GUYON: « Béton Précontraint », *Etude théorique et expérimentale*, Eyrolles, Parigi 1951.
- [3] Y. GUYON: « Béton Précontraint », Tome II, *Constructions Hyperstatiques*, Eyrolles, Parigi 1958.
- [4] Y. GUYON: « Constructions en Béton Précontraint: Classes, Etats-Limites », Eyrolles, Parigi 1966.
- [5] F. LEONHARDT: « Spannbeton für die Praxis », W. Ernst u.S. Berlino 1954 e 1961.
- [6] G. COLONNETTI: « L'équilibre des corps déformables », Dunod, Parigi 1955.
- [7] F. LEVI - G. PIZZETTI: « Fluage, Plasticité, Précontrainte », Dunod, Parigi 1951.
- [8] C. CESTELLI-GUIDI: « Cemento armato precompresso », U. Hoepli, Milano 1947.
- [9] W. BAUR - N. GÖHLER: « Beitrag zur Ermittlung der Spannungen in Koppelfugen feldweise aus Ort beton hergestellter durchlaufender Spannbeton Brücken », *Beton und Stahlbetonbau*, Dicembre 1972.
- [10] F. LEONHARDT: « Risschäden an Betonbrücken », *Ursachen und Abhilfe*, Beton und Stahlbetonbau, Febbraio 1979.
- [11] AA.VV.: « Durability of Concrete Structures », CEB RILEM International Workshop, Copenhagen 1983, CEB Bulletin n. 152, Ed. S. Rostam.
- [12] AA.VV.: « Alkalies in Concrete ».
- [13] AA.VV.: *Report on prestressing steel: 2. Anchorage and application of pretensioned 7-wire strands*, Fédération Internationale de la Précontrainte, Giugno 1978.
- [14] W. ROSSNER: « Mainbrücke Rüsselsheim, erste Ausbaustufe », *Beton und Stahlbetonbau*, Settembre 1981.
- [15] M.A. CHIORINO, Editor: « Structural Effects of Time - Dependent Behaviour of Concrete », CEB Manual n. 142/142 bis, 1984, Georgi Publishing Company, Saint-Saphorin.
- [16] AA.VV.: « Int. Symposium Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete », University of Waterloo, Canada 1983.
- [17] AA.VV.: « Advanced Research Workshop on Partial Prestressing », NATO, St. Rémy les Chevreuse, Giugno 1984.
- [18] AA.VV.: « Design of Concrete Structures for Fire Resistance », C.E.B. Bulletin n. 145, 1982.
- [19] *Giornate del Precompresso*, Venezia, Ottobre 1963, AITEC, Roma.
- [20] F. LEVI: « Studi e realizzazioni nel campo delle strutture parzialmente precomprese », *Ibidem*, 1963.
- [21] G. PIZZETTI: « Prove su una serie di travi ad armatura mista: rapporto definitivo », *Ibidem*, 1963.
- [22] C. CESTELLI-GUIDI - E.F. RADOGNA: « Contributo teorico-sperimentale allo studio della precompressione parziale », *Ibidem*, 1963.
- [23] C. GRECO - A. GILIBERTI - G. MELE: « Contributo teorico-sperimentale allo studio delle strutture a precompressione parziale », *Ibidem*, 1963.
- [24] F. MOLA: « Valutazione dello stato tensionale a lungo termine nelle sezioni in c.a. integralmente e parzialmente precomprese », *Giornate AICAP* 1985.
- [25] R. DI MARCO - A. ZINGALI: « Effetti della viscosità del calcestruzzo sullo stato di tensione nelle sezioni in c.a. parzialmente precompresso », *Seminario Precompressione Parziale*, L'Aquila 1984.
- [26] U. MORF: « Fatigue Strength of Weldable High Strength Reinforcing Steel », IABSE Colloquium, Losanna 1982. « Fatigue of Steel and Concrete Structures ».
- [27] S. DHONDY: « Miami Guideway: Testing of Prestressed Twin - Tee Girders », *Ibidem* 1982.
- [28] A.S. SALAH EL DIN - J.M. LOVERGROVE: « Fracture Mechanics Predictive Technique Applied to Fatigue », *Ibidem*, 1982.
- [29] W. GENE CORLEY - J.M. HANSON - T. HELGASON: « Background of American Design Procedure for Fatigue of Concrete », *Ibidem*, 1982.
- [30] U. NÜRNBERGER: « Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen », *Ibidem*, 1982.
- [31] F.J. SAINZ DE CUETO: « Unexpected Fatigue Failures of Non-Prestressed Reinforcement », *Ibidem*, 1982.
- [32] M. BIRKENMAIER - R. NARAYANAN: « Fatigue Resistance of large High Tensile Steel Stay Tendons », *Ibidem*, 1982.
- [33] A. BRULS: « Détermination des actions pour le calcul des ponts-routes », *Ibidem*, 1982.
- [34] J. JACQUEMOND - M.A. HIRT: « Contribution a l'étude du problème de fatigue dans les ponts-routes », *Ibidem*, 1982.
- [35] P.G. DE BERNARDI: « Influenza dell'indice di precompressione sul comportamento delle strutture parzialmente precomprese allo stato-limite di esercizio », *Giornate AICAP* 1985.
- [36] P.G. DE BERNARDI - C. BOSCO: « Prove sul comportamento a fatica di armature ordinarie nelle condizioni di impiego di precompressione parziale », *Giornate AICAP* 1985.
- [37] E.F. RADOGNA - A.L. MATERAZZI: « Considerazioni critiche sulla verifica a fatica nel caso di ponti in c.a. parzialmente precompresso », *Giornate AICAP* 1985.

«ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1985» - Riva del Garda, 2-4 Maggio

TEMA A: IL PRECOMPRESSO: CARATTERI EVOLUTIVI E TECNOLOGIE AVANZATE

## Il «precompresso»: caratteri evolutivi e tecnologie avanzate. Aspetti applicativi

Relazione generale: Dott. Ing. Silvano Zorzi

### Il trascorso

L'applicazione del c.a.p. risale ad oltre 40 anni fa e si può dire che forse nessuna tecnologia del costruire è stata oggetto, in tempi relativamente brevi, di tanti studi teorici, sperimentazioni, applicazioni; testimonia, per rimanere solo nel nostro Paese, la presenza costante prima dell'ANICAP e poi dell'AICAP, con la ricchezza di tutta la documentazione prodotta durante i Congressi e nei Corsi informativi intermedi.

Ma proprio il favore rapidamente incontrato, e l'abbondanza delle opere costruite, ha comportato risultati non sempre soddisfacenti, riguardo soprattutto alla stabile loro durabilità; a causa di progettazioni a volte approssimate o semplicistiche e di esecuzioni difettose; in momenti quando importante era soprattutto fare presto e a costi bassi; quando costruzioni civili ed industriali, o ponti e viadotti erano considerati, in una economia consumistica, rispettivamente macchine per abitare, o dove lavorare, o per facilitare i trasporti: macchine a tempi brevi di ammortamento.

E' significativa a questo proposito la *memoria Malisardi-Marro* «Ponti autostradali in c.a.p. - 25 anni di osservazioni» nella quale si danno informazioni al riguardo: quasi mai, negli schemi statici adottati, si è andati oltre a quello della «trave semplicemente appoggiata agli estremi»; senza tener conto dei fenomeni di fatica, specie nelle solette degli impalcati; e dove spesso l'esecuzione è risultata difettosa, sia nella compattezza dei calcestruzzi e nella iniezione dei cavi postesi, che nei giunti e negli apparecchi di appoggio.

A proposito della diatriba, spesso di parte, se sia preferibile operare con acciaio preteso a fili aderenti piuttosto che con cavi scorrevoli, proprio per aver constatato che in questi ultimi frequentemente l'iniezione è risultata insoddisfacente, comportando un rapido degrado della stabilità, la *memoria Prevedini* «Problematiche e tecnologie relative alla esecuzione e ai sistemi di controllo dell'iniezione dei cavi di postensione» offre un esauriente panorama dell'argomento; lo stesso Segre, nel suo articolo sul notiziario AICAP dell'11 novembre 1984 «Progettazione di ponti: precompressione a cavi scorrevoli o a fili aderenti?» preannunciava la stessa problematica.

Obiettivamente non posso che dichiararmi d'accordo con le tesi espone dai sopradetti Autori, che qui sintetizzo brevemente.

E' valida la tecnologia della precompressione con fili aderenti per travate fino a luci dell'ordine di 30-40 m, purché nei cantieri di produzione si operi con calce-

struzzi compatti (che proteggano adeguatamente fili, trecce e trefoli, spesso ubicati in situazione di scarso ricoprimento); e purché, al momento dell'attribuzione della precompressione, il calcestruzzo abbia maturazione e resistenza sufficiente ad ancorarli in testata per semplice aderenza senza eccessivi scorrimenti; e purché in testata si provveda adeguatamente con ferro lento agli sforzi localizzati di taglio e flessione.

Rimane comunque valida, e più generalmente applicabile, la tecnologia della precompressione con cavi postesi, che meglio si adatta ai diagrammi di flessione e taglio indotti dai carichi esterni, non necessita di implementi agli appoggi ed in ogni caso consente una economia di materiali (calcestruzzo ed acciaio), a compenso dei maggiori oneri per guaine, ancoraggi ed iniezione. Purché, e qui risiede il nocciolo del problema, l'iniezione risulti perfettamente soddisfacente al duplice scopo di garantire l'aderenza finale e la protezione dai fenomeni corrosivi; agli effetti di questi ultimi, ci si può addirittura aspettare che i cavi postesi, se iniettati perfettamente con malte adeguate, risultino più protetti che i fili pretesi conglobati nel calcestruzzo; poiché la malta protettiva (che comporta volumi ridotti) può essere tanto specifica alla bisogna da proteggere meglio l'acciaio che se questo fosse avvolto dalla massa del normale getto massivo confezionato per tutta la struttura.

Aggiungo, per quanto riguarda i fili aderenti, le considerazioni seguenti:

— Andrebbero evitate le soluzioni che prevedono lo spostamento dei fili dall'andamento rettilineo mediante predisposizioni atte a variarne il tracciato; i pettini di trattenuta della componente angolare portano localmente a snervamento l'acciaio e costituiscono un veicolo di corrosione proveniente dall'esterno.

— Andrebbero evitate le soluzioni che prevedono, in prossimità delle testate delle travi, di rendere non collaborante una percentuale di fili pretesi, mediante inguainamento che ne esclude l'aderenza: succede in tal caso che i fili, scorrendo entro l'involucro, non sono chimicamente protetti al contorno e costituiscono ancora altrettanti veicoli di aggressività per corrosione; si sono cioè poste in opera porzioni di acciaio, oltre che inutili, dannose.

— Meglio arrendersi alla bisogna: in prossimità degli appoggi la massa del calcestruzzo ancorante i fili pretesi dovrebbe essere tale da garantire la stabilità della

sezione resistente sotto la totalità della precompressione imposta.

— La distanza tra i fili pretesi (è una conseguenza dei problemi in testata) dovrebbe essere sufficientemente ampia da non provocarvi eccessive concentrazioni di sforzi e consentire nel contempo l'agevole inglobamento dei fili nel getto: a titolo di esempio, un trefolo da ½ pollice (non sono consigliabili diametri maggiori) dovrebbe distare dagli adiacenti 5-6 cm almeno (circa 5 volte il suo diametro teorico); il ricoprimento dovrebbe essere adeguato soprattutto nelle zone corticali.

— Tali raccomandazioni non coinvolgono generalmente importanti incrementi nel dimensionamento delle sezioni resistenti; e le stesse ditte prefabbricatrici, con questo modello non artificioso, avrebbero minori oneri costruttivi. Per le nuove costruzioni ferroviarie, le specifiche prescrivono che, ove una porzione di trefolo sia disattivata, questa debba essere asportata e il vano lasciato beante intasato con malte cementizie; e che il peso del moncone estratto non sia computato agli effetti del pagamento.

Aggiungo ancora, per quanto riguarda i cavi postesi, (poiché risulta fondamentale per la durabilità delle opere la efficacia dell'iniezione), la raccomandazione che i materiali per l'iniezione e l'esecuzione della stessa siano affidati a ditte e personale specializzato; è infatti possibile sia l'approvvigionamento di malte « ad hoc », confezionate dall'industria pronte per l'uso, che l'impiego di attrezzature adeguate e di « personale patentato ». Ne vale certamente la pena; in termini di economia e durabilità si può certamente affermare che spendendo anche 3 volte di più per operare buone iniezioni, il che incide meno dell'1% sul costo di un impalcato, se ne può prolungare l'esistenza anche di 3 volte.

L'esperienza dovrebbe pur aver insegnato!

#### Le nuove normative « ANAS »

A fronte delle insoddisfacenti esperienze, e al dilagare di realizzazioni di impalcati da ponte eseguiti con travi prefabbricate, l'ANAS ha recentemente emanato delle « normative » alle quali pare ci si dovrebbe strettamente attenere.

La prima riguarda la « preferenza » verso l'impiego dei fili pretesi aderenti per la precompressione longitudinale delle travi prefabbricate; dell'argomento si è sufficientemente parlato, qui si ripete che meglio sarebbe stato specificare di « come » i fili dovrebbero essere in tal caso impiegati.

Un'altra, e ciò invece molto opportunamente, definisce lo spessore minimo delle travi in funzione della loro altezza (1/10 di essa, comunque non inferiore a 14 cm); a conti fatti, solo tale spessore minimo garantisce una robustezza « da ponte » e un sufficiente ricoprimento delle armature (si ricorda che la concorrenza tra le ditte di prefabbricazione, e l'intento di trasportare da cantieri fissi manufatti di grande luce e peso ancora accessibile avevano addirittura ridotto tale spessore anche a soli 8 cm!).

Un'altra ancora stabilisce che lo spessore strutturale minimo della soletta d'impalcato deve essere di 20 cm

(non si precisa se nello spessore è o meno compreso quello di una eventuale sottostante coppella prefabbricata, collaborante o non col getto sovrastante) e che la stessa deve necessariamente essere gettata in opera. Sullo spessore minimo strutturale, proprio in funzione dei fenomeni di fatica e di durabilità dell'opera, non possiamo essere che d'accordo ed insistere che i 20 cm prescritti siano quanto meno « monolitici »; il divieto di ricorrere alla prefabbricazione pare invece di retroguardia, e soltanto deriva da esperienze risultate insoddisfacenti poiché staticamente insufficiente era la connessione tra le piastre prefabbricate.

Una ulteriore norma reintroduce l'impiego dei traversi nell'impalcato, nel numero di 2 intermedi per luci fino a 30 m, e di almeno 3 per luci maggiori; pare volersi rifiutare una « evoluzione » ormai universalmente accettata come fattore di semplificazione esecutiva, minori costi, miglior sfruttamento statico delle strutture (si pensi, ad esempio, agli impalcati composti semplicemente da due sole robuste travi longitudinali ed una altrettanto robusta soletta con esse monolitica); meglio sarebbe stato raccomandare (in assenza di traversi) uno spessore di almeno 25 cm per la soletta e comunque un suo dimensionamento prudenziale che tenga conto delle ridistribuzioni dei carichi accidentali da essa operato e dei fenomeni di fatica.

Anche l'ultima raccomandazione riguardante gli apparecchi di appoggio (oltre i 30 m di luce l'impiego di un appoggio fisso e l'altro scorrevole) pare dovuta soltanto al fatto che troppo spesso sono stati accettati e messi in opera apparecchi bilaterali in neoprene di scadente proporzionamento e fattura.

Svolgerò successivamente, con esempi di opere realizzate, la convenienza di operare diversamente, ma già mi preme istituire il concetto che raccomandazioni e normative o sono talmente e universalmente estese da risultare in definitiva un idoneo riferimento nell'arte del buon progettare, oppure rischiano di costituire un intoppo controproducente.

\* \* \*

Passando dal campo degli impalcati da ponte a quello dei solai o pannelli prefabbricati, le *memorie Galeota, Gianmatteo, Grillo, Valente* riferiscono « sull'analisi elastoplastica di lastre estruse precomprese in fili aderenti e sul loro comportamento a taglio ». Trattasi di lastre alleggerite mediante fori circolari longitudinali ed impiego di calcestruzzo leggero; armate soltanto dalle treccie pretese di acciaio armonico. Le numerose sperimentazioni effettuate in laboratorio riferiscono che alcuni risultati vanno considerati « anomali » poiché le lastre (di 1,20 m di larghezza) hanno precocemente ceduto per fenomeni di torsione, malgrado tutte le cure poste a che il fenomeno non si producesse; ma se ciò succede in laboratorio, quanto più frequente può essere il caso che il fenomeno si produca nella realtà della messa in opera? E' pur vero che il procedimento esecutivo (per estrusione) impedisce la predisposizione di armature verticali di collegamento; ma esso « non » impedisce che almeno il bordo inferiore delle piastre sia leggermente più massiccio ed armato, anche trasversalmente, con rete elettrosaldata; in questo caso parrebbe proprio, e per contro, opportuna una normativa

che per altro sarebbe conforme alla statica delle strutture in c.a. e c.a.p.

### Caratteri evolutivi

Partendo dal trascorso, quali i caratteri evolutivi del « precompresso »?

Innanzitutto sempre più pare necessario, ed in effetti ciò sta succedendo, un maggior impegno ed approfondimento teorico su campi di impiego ancora limitatamente praticati quale quello della precompressione parziale, circa il quale si riferisce nella *memoria De Bernardi* « Influenza dell'indice di precompressione sul comportamento delle strutture parzialmente precomprese ». Tale campo pare quasi illimitatamente esteso e comunque influente su « ogni » applicazione del c.a.p.; dove, pur sempre, la precompressione è in genere attribuita in una sola direzione e sforzi principali di trazione (se non altro per effetto di sollecitazioni di taglio o torsione) sono comunque presenti.

In sede di progettazione, sempre più si richiede maggior impegno e competenza, e disegni di dettaglio più accurati. La *memoria Motta* « Un procedimento diretto per il dimensionamento a flessione della sezione in c.a.p. » rappresenta un valido contributo. Sempre più, ed era finalmente auspicabile, si impostano progetti iperstaticamente strutturati, non necessariamente in antitesi con la tecnologia della prefabbricazione; si auspicano strutture durature ed armonicamente inserite nell'ambiente.

Per quanto riguarda i materiali, va detto che da quelli acciai, prodotti e controllati in stabilimento (ferro per c.a. ed acciai per c.a.p.), non dobbiamo aspettarci novità di rilievo, poiché già il ferro per c.a. ha caratteristiche meccaniche bene accoppiate con quelle del calcestruzzo e agli acciai per c.a.p. (resistenze ultime fino a 19.000 kg/cm<sup>2</sup>) è solo da richiedere ulteriormente un rilassamento sotto carico il più basso possibile. Molto di più invece possiamo auspicarci dall'altro fondamentale componente, il calcestruzzo. Quali ancora i suoi « punti dolens »?

— Esso è confezionato e colato in opera in modi separati, con risultati dispersi;

— Il suo peso risulta spesso antitetico al rendimento (esso è in genere superiore a quello dei sovraccarichi che deve sopportare);

— Dal calcestruzzo soprattutto dipende la durabilità delle opere, troppo spesso compromessa proprio nella fase del suo confezionamento e messa in opera.

Ogni cura pertanto va ad esso rivolta, affinché risulti affidabile e cioè:

— Compatto ed impermeabile in funzione della sua durabilità e della protezione delle armature conglobate;

— Con caratteristiche meccaniche molto elevate, al fine di risultare il più « leggero » possibile, non tanto perché in effetti se ne possa ridurre il peso specifico, ma perché le strutture resistenti possano essere ridotte in dimensione.

Ormai non è più lontana l'ipotesi di poter proporre per strutture impegnative calcestruzzi « Classe 1000 »; tanto più che anche il calcestruzzo può essere prodotto in stabilimenti a produzione controllata.

Mediante opportuni additivi negli impasti, si possono raggiungere alti indici di affidabilità e ci riferisce in merito la *memoria Angelini, Maniscalco, Collepari* « Calcestruzzo stagionato con vapore a basse temperature ».

Mi preme evidenziare ulteriori auspicabili innovazioni, specie nel campo dei calcestruzzi esenti da ritiro, o leggermente espansivi. Il fenomeno del ritiro risulta infatti negativamente influente sia nel progetto che nel comportamento delle strutture in c.a. e c.a.p.; ove fosse possibile finalmente eliminarlo, avremmo fatto in avanti un passo ben più ampio dei decimi di millimetro al metro che comporta l'accorciamento per ritiro. E ove il calcestruzzo potesse essere addirittura stabilmente, se pur leggermente, espansivo?

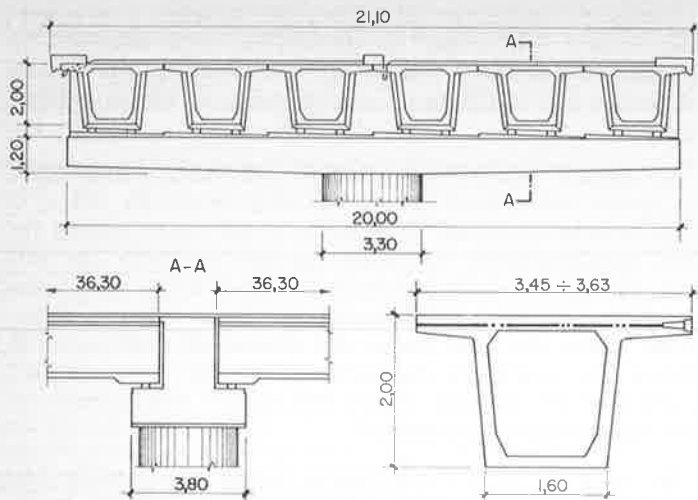
Se ne otterrebbe l'automatica messa in coazione delle stesse armature lente e del conglomerato che le ingloba. Vedasi il caso dei « tubi in c.a. in pressione », sui quali abbiamo potuto fare interessanti esperienze, potendone ridurre lo spessore delle pareti e nel contempo sfruttare l'armatura lenta a tassi di lavoro ben più elevati di quelli normalmente specificati al fine di impedire la fessurazione (la globale economia è dell'ordine di oltre il 30%). Ma si pensi ad altre possibili applicazioni, quali le pavimentazioni stradali o aeroportuali continue ininterrotte (senza giunti); di spessore ridotto, ma adeguatamente armate, specie nella direzione longitudinale.

Inevitabilmente inarrestabile rimane comunque l'impiego di strutture composte da elementi prefabbricati, prodotti in stabilimenti fissi di produzione; stante la crescente onerosità dei trasporti (vincoli di peso e dimensionali dei singoli pezzi) una « certa » evoluzione nella impostazione dei progetti, in funzione del trasporto e montaggio dei componenti prefabbricati, dipende dal sistema di unione di questi in opera, a comporre strutture monolitiche. La *memoria Marioni* riferisce, esaurientemente, circa l'impiego della presollecitazione per l'unione tra elementi prefabbricati, in modi ben più speditivi ed efficaci che dovendo altrimenti procedere a getti di sutura.

### Tecnologie avanzate: aspetti applicativi

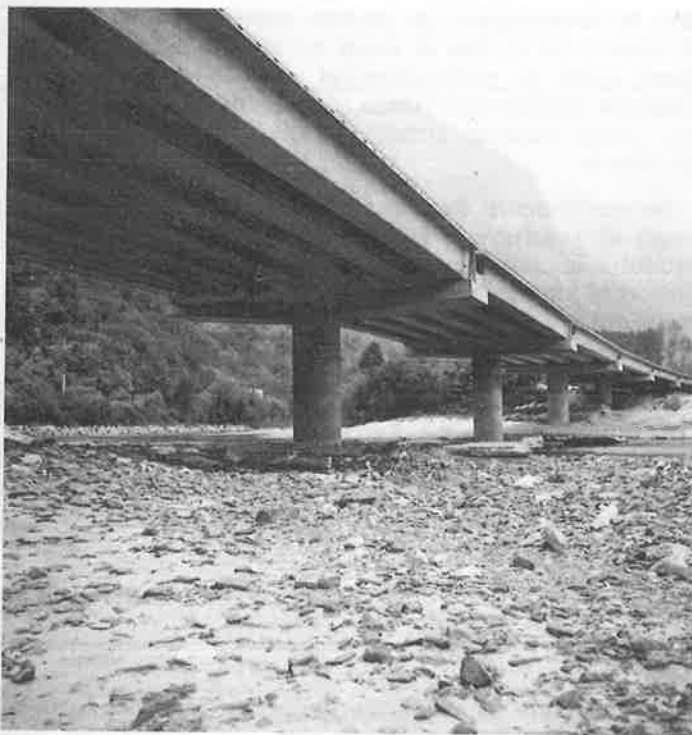
Mi scuserete se riferendo in merito mi avvalgo principalmente di alcuni riferimenti provenienti dal mio Studio; ciò si giustifica con la facilità del reperimento della documentazione; peraltro mi pare doveroso lasciare poi spazio ai singoli Autori delle memorie inerenti al tema per riferire sui loro studi, proposte ed esperienze.

Il *viadotto sul torrente Toce*, sull'ammodernamento della Strada del Sempione, si sviluppa su una lunghezza di 1634 m, su larghezza impalcato di 21 m, con interasse tra le pile, di 38 m. Esso è interamente prefabbricato. L'impalcato è composto da 6 travi a cassone, complete di soletta superiore protudente dalla sezione scapolare; trasportate mediante traliccio di varo, che può percorrere gli impalcati già collocati senza attendere l'indurimento di eventuali getti da effettuare in opera, le travi sono trasversalmente tra loro connesse mediante precompressione trasversale operata con cavi diritti postesi disposti soltanto nel baricentro della soletta traverso fori in essa predisposti; unica sigillatura in ope-



1

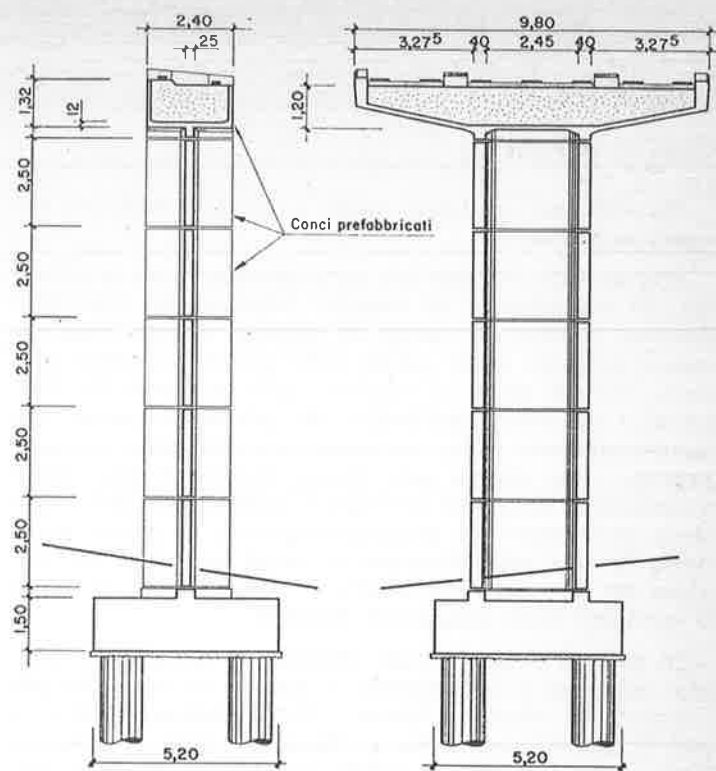
2



1 - Viadotto sul torrente Toce: carpenteria dell'impalcato; 2 - Viadotto sul torrente Toce: vista dal greto del fiume.

ra, da effettuare prima della post-tensione dei cavi (pochi litri), quella dell'interspazio (soli 2 cm) tra le solette a sbalzo combacianti, effettuata con malte fluide di elevate caratteristiche meccaniche. Non esistono traversi, neppure agli appoggi, dove la larghezza di base dei cassoni è sufficiente ad equilibrarne i momenti torcenti. Il collaudo statico ha evidenziato la « morbida » collaborazione del congiunto; la predisposizione di traversi avrebbe per contro localizzato sulle travi di bordo forti incrementi flessionali sotto i carichi accidentali squilibrati.

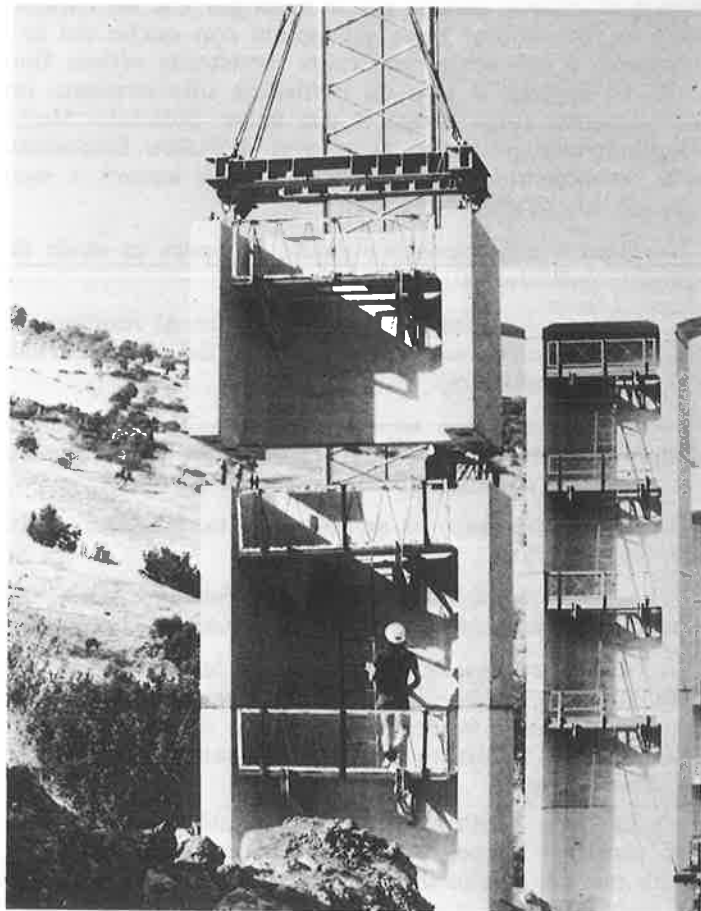
Nel viadotto di Petralia Soprana (Palermo) il cui impalcato è composto da travi prefabbricate ad ala larga a fili aderenti, si è ricorso alla prefabbricazione anche

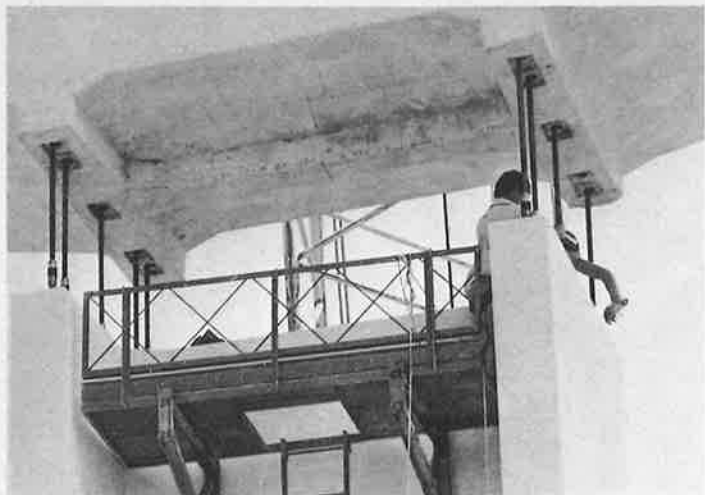


3

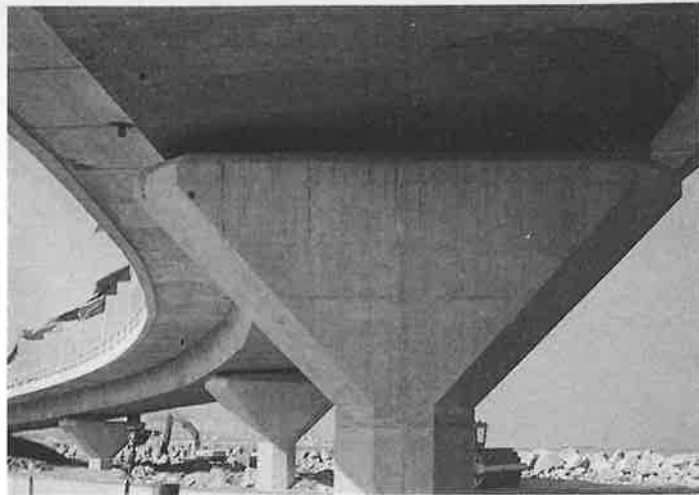
3 - Viadotto Petralia: carpenteria di una pila; 4 - Viadotto Petralia: montaggio dei conci di una pila.

4

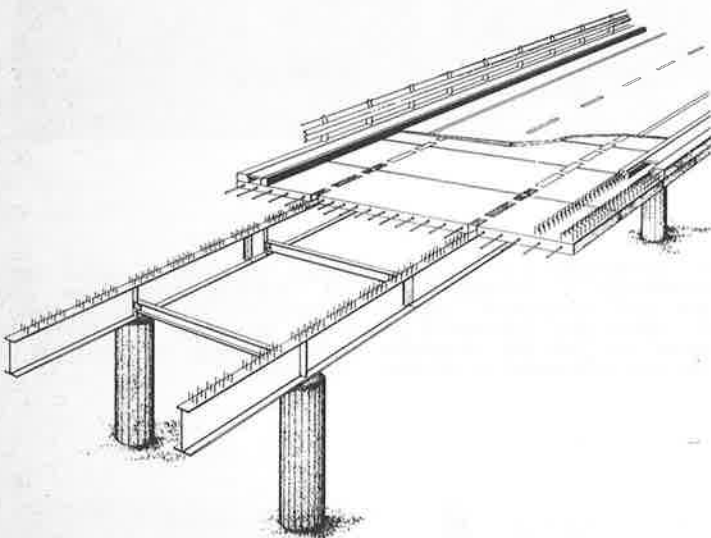




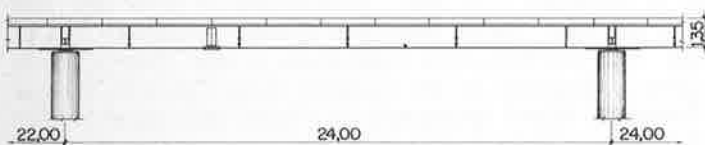
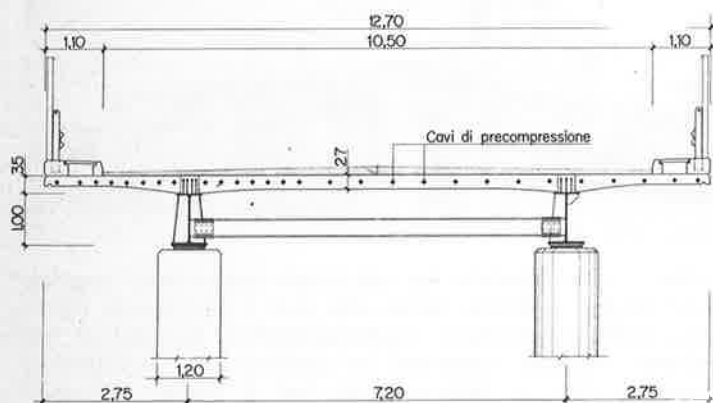
5 - Viadotto Petralia: montaggio del pulvino di una pila.



6 - Sopraelevata svincolo Autostrada Est di Algeri: soffittatura dell'opera.



7 - San Giorgio di Piano: assonometria - Procedimento costruttivo.

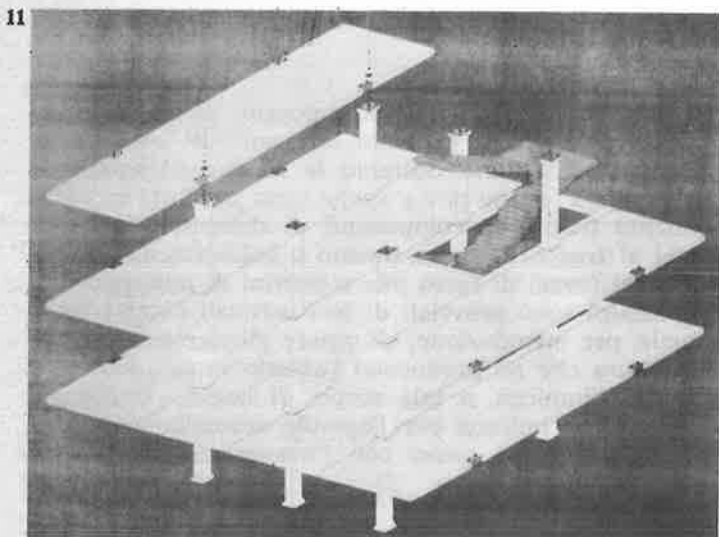


8 - San Giorgio di Piano: dettagli dell'impalcato.

per pile, spalle e pulvini di appoggio, mediante giunzione di componenti prefabbricati connessi con presollecitazione di unione. Soltanto le fondazioni sono gettate in opera; anche pile e spalle sono prodotte in « stabilimento fisso », in componenti di dimensione e peso idonei al trasporto, sollevamento e collocamento. I singoli pezzi (conci di fusto pile o pulvini di appoggio dell'impalcato) sono provvisti di fori verticali entro i quali è facile, per introduzione, alloggiare gli elementi postesi di cucitura che ne producono l'assetto monolitico; si è preferito l'impiego, a tale scopo, di barre « Dywidag » a filettatura continua per l'agevole accoppiamento con manicotti, di pari passo con l'avanzamento in elevazione.

Nella sopraelevata di svincolo del tratto urbano dell'Autostrada Est in Algeri, l'impalcato è costituito da una singola trave-cassone continua gettata in opera, priva di soletta superiore; la soletta è prefabbricata, in piastre ricoprenti l'intera larghezza dell'impalcato, precomprese trasversalmente mediante fili aderenti. Queste sono fatte poggiare sopra le anime dei cassoni tramite apposite « slitte » longitudinali di provvisoria separazione tra i due elementi strutturali (cassone e soletta); previa sigillatura dei giunti trasversali, esse vengono tra di loro rese monolitiche a mò di piastra continua indefinita mediante postensione praticata con cavi introdotti entro fori baricentricamente disposti. Solo a precompressione della soletta avvenuta (influenza sul supporto trave-cassone sottostante, per effetto delle slitte prive di attrito) il sistema misto trave-soletta è reso efficace mediante il getto di cucitura effettuato entro apposite tasche beanti predisposte nelle piastre prefabbricate, in corrispondenza dei gruppi di staffe emergenti dalle anime della trave-cassone nelle posizioni corrispondenti alle tasche.

Nel sovrappasso ferroviario a S. Giorgio di Piano (Bologna) tale accoppiamento viene proposto su sottostante struttura portante metallica, a conformazione di un sistema misto acciaio-calcestruzzo precompresso. La struttura di impalcato è in effetti costituita da una coppia di travi metalliche ad anima piena, rese continue in opera mediante giunzioni bullonate al quinto della



9 - Circonvallazione urbana di Algeri: impalcato a spinta con avambecco; 10 - Viadotto Cellina; 11 - Edificio prefabbricato con due soli componenti: pilastro e piastra-soffitto: assonometria; 12 - Montaggio dell'edificio di cui alla figura 11; 13 - Prova di carico sui pali del complesso di San Benigno (Genova); 14 - Appoggi antisismici al piombo - elastomero.

luce, e sovrastante soletta superiore costituita da componenti trasversali preventivamente precompressi con cavi longitudinali.

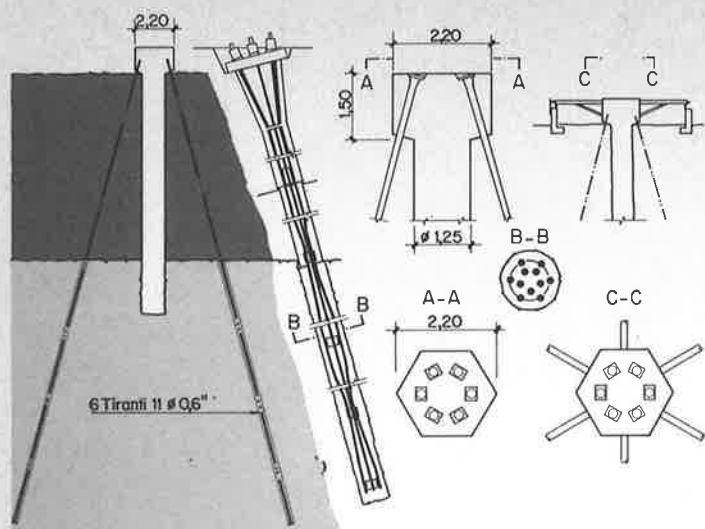
Proprio nel caso di struttura mista tale applicazione pare particolarmente interessante. E' infatti noto che il sistema è fortemente penalizzato dal fatto di dover tenere conto dei fenomeni di ritiro e fluage nel calcestruzzo e dalla limitazione di tensione in esercizio degli acciai lenti per c.a. costituenti l'armatura longitudinale portante in corrispondenza dei rilevanti momenti sugli appoggi. L'impiego, per la soletta, di piastre prefabbricate già ben stagionate, consente di prescindere in larga misura dai fenomeni di ritiro e fluage; e, soprattutto, l'acciaio preteso può ivi essere sfruttato al massimo limite regolamentare delle sue caratteristiche meccaniche. Va ben specificato che la precompressione longitudinale, da attribuire alla soletta prefabbricata, deve contemporaneamente sopperire ai momenti principali sul piano longitudinale verticale nel sistema misto trave-soletta, e ai momenti in essa localizzati, indotti dai sovraccarichi viaggianti; e che tra le facce giustapposte delle piastre prefabbricate, la precompressione indotta deve sopperire al cumulo delle sollecitazioni esterne, mantenendo la sezione tutta reagente, con i normali coefficienti di sicurezza a fessurazione e rottura. Ringrazio l'Ingegnere Capo Losacco della Provincia di Bologna, committente dell'opera, della fiducia accordatami e della validissima collaborazione prestata.

Una « tecnologia avanzata » può certamente essere definito il sistema di costruzione degli impalcati « a



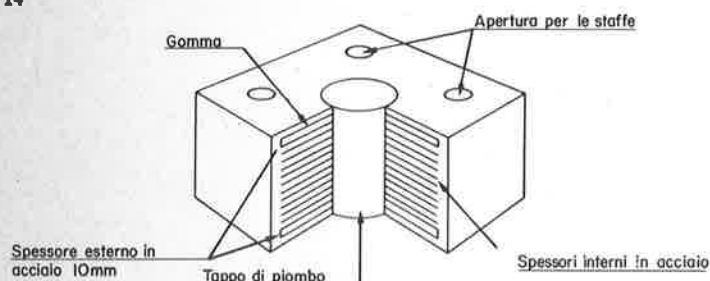
spinta», che peraltro ha già avuto importanti applicazioni anche in Italia, tanto che non è necessario dilungarsi nella esposizione: sostanzialmente, tronchi di impalcato vengono costruiti in cantiere di prefabbricazione in sito, in allineamento con il ponte concepito come travata continua indefinita. Man mano, solidarizzando mediante postensione i singoli tronconi, il complesso è spinto in avanti facendolo slittare su apparecchi di appoggio « ad hoc » predisposti in testa alle pile o, se del caso, anche provvisoriamente interposti tra di esse. Una soddisfacente esperienza a tale proposito abbiamo conseguita in un viadotto sulla Circonvallazione Urbana di Algeri spingendo in avanti una piastra massiccia d'impalcato di 400 m di lunghezza su luci di 35 m, con soli 1,20 m di spessore impalcato, usufruendo di un lungo avambecco metallico.





13

14



A completamento della panoramica « impalcati da ponte », l'immagine che vi propongo del *viadotto Cellina* (Udine) gettato in opera col procedimento a sbalzo, è indicativa di come tale procedimento, nel caso di impalcato a trave-cassone continuo, su 90 m di luce, possa essere eseguito con minime variazioni dimensionali della sezione corrente e perciò modesti adattamenti delle casseforme: anticipazione questa ad analoghi procedimenti con « conci prefabbricati » che vi saranno a seguito illustrati, i quali necessariamente prediligono la massima possibile uniformità dei singoli componenti. *La memoria Giovannetti-Faustetti-Rivera-Almesberger* ne illustra ampiamente la problematica relativamente ai viadotti in costruzione lungo l'Autostrada Udine-Tarvisio, dove ancora le solette prefabbricate, a sbalzo dai conci a cassone, sono tra loro connesse dai cavi longitudinali.

Passando, dai ponti, alle costruzioni civili, fornisco un esempio di edificio multipiano a struttura totalmente prefabbricata, costituita semplicemente di due soli componenti, il pilastro di sostegno e la piastra di solaio, tra di loro monoliticamente giuntati mediante presollecitazione di unione. Il sistema prevede la connessione tra struttura portante verticale (i pilastri) e struttura portante orizzontale (piastre monolitiche collocate sugli interspazi tra i pilastri) mediante unica saldatura tra i due componenti operata da una singola barra verticale postesa alloggiata nel baricentro dei pilastri. Requisiti indispensabili del sistema: pilastri ad impronta, a contatto con le piastre del solaio, sufficientemente espansa e piastre-solaio ivi localmente provviste di rin-

forzi in lamiera metallica, collocati con estrema cura delle tolleranze compatibili con una produzione industrializzata in stabilimento fisso di prefabbricazione.

Per quanto riguarda altre applicazioni, la post-tensione può avere utilizzi ausiliari svariati, e cito ad esempio prove di carico su pali di grande diametro ( $\varnothing$  130 cm) spinte fino a 1200 t. Nel cantiere per la costruzione delle torri del *complesso di S. Benigno* (Genova) anziché sovrapporre alle teste dei pali il carico di prova, si è provveduto sollecitando il palo con la messa in tensione di tiranti inclinati circonferenziali ad esso, profondamente ancorati nel sottostante banco roccioso, ed inclinati al punto da non influenzare il terreno nella zona interessata dal palo di prova. Questo è provvisto in testa di un capitello da cui si dipartono i tiranti i quali, operati da una unica centrale di comando, somministrano a piacimento qualsiasi componente verticale.

L'esperienza effettuata già anticipa qualche aspetto del secondo tema delle nostre Giornate AICAP « Strutture cementizie interagenti con il terreno »; e l'ultima indicazione tecnologica, sempre in anticipo a questo tema, si riferisce ad un nuovo sistema di smorzamento degli effetti sismici tra struttura e relative fondazioni, che pare ottenere le più macroscopiche dissipazioni d'energia con il minimo di implementi strutturali: gli *appoggi sismici al piombo-elastomero* che in funzione della loro efficacia paiono consentirci la progettazione delle sovrastrutture in condizioni di relativa sicurezza, rendendole solo moderatamente sensibili alle componenti orizzontali distruttive di un terremoto.

Trattasi, come i normali appoggi in neoprene, di strati alternati di elastomero e di lamiera di acciaio vulcanizzati insieme per formare un unico elemento avente il grado desiderato di proprietà elastiche, accoppiando lo scorrimento laterale alla rigidità verticale; ma con inserito al centro entro un vano predisposto una massiccia barra verticale di piombo di speciale qualità, che si comporta rigidamente, nel suo campo elastico, sotto carichi laterali leggeri, ma che sotto carichi più intensi ha la capacità di dissipare molta energia nel campo plastico. L'impiego di tali appoggi ha già trovato applicazione nella costruzione di ponti ed edifici in California e nella ristrutturazione di ponti in Nuova Zelanda.

Qui limite, per questioni di tempo, la mia esposizione, tralasciando gli argomenti inerenti a strutture precomprese con cavi non cementati (sistema « unbonded ») e con « cavi esterni », peraltro già trattati nella relazione generale del prof. Giorgio Macchi; e lascio la parola a quegli Autori di memorie, inerenti al tema, che hanno chiesto di illustrarne brevemente il contenuto; nell'ordine, un solo relatore per le memorie a nome: Malisardi - Marro; Prevedini; Angelini - Maniscalco - Colleparidi; Marioni e per finire Giovannetti - Faustetti - Rivera - Almesberger, che proietteranno un breve filmato.

Nel « precompresso » c'è ancora molto da perfezionare e molto da inventare, anche nel campo degli implementi collaterali di supporto e nello studio della fenomenologia sotto gli effetti sismici. Ma dal contesto del mio rapporto spero che un concetto man mano sia trasparente: « semplificare è spesso più arduo che complicare ». Semplificare è infatti solo possibile se ci diamo perfettamente conto della complessità crescente dei problemi e delle loro svariate compromissioni.



« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1985 » - Riva del Garda, 2-4 Maggio

TEMA B:

## Strutture cementizie interagenti con il terreno. Aspetti teorici

Relazione generale: Prof. Ing. Renato Sparacio

Le note che vi presenterò sono tutte quelle del tema B. Con il collega Colombo non abbiamo tenuto separate quelle teoriche da quelle applicative; abbiamo deciso di presentarle entrambi tutte, mettendone in rilievo io le applicazioni teoriche e Colombo quelle più specificatamente applicative.

Il tema è, come sapete, quello della interazione suolo-strutture.

Prima però di passare alla rassegna commentata dei lavori, vi chiedo scusa, ma dovete consentire che io mi soffermi brevemente sul significato del tema, perché ritengo che l'originalità e l'importanza dello stesso siano da sottolineare: forse, se ci pensate bene, troverete che vanno al di là delle vostre stesse aspettative. Perché lo studio dell'interazione suolo-strutture deve seguire ad un'integrazione tra geotecnici e strutturisti, ed il « taglio » che voglio dare a questa rassegna ne vuole tener conto.

Queste giornate A.I.C.A.P. potranno essere ricordate per la cronaca (o la storia?) di un incontro tra due culture, due scuole, due linguaggi diversi.

Una terra di frontiera, che era terra di nessuno, vede l'incontro tra due schiere di provenienza diversa, di formazione diversa, di esperienze diverse.

La bontà dei risultati si misura dalla capacità di integrarsi in questa zona di passaggio che, come tutte le aree di interdisciplinarietà, è molto, molto fertile.

Vi segnalerò, perciò, per tutte le note che affrontino l'arduo tema della interazione con particolare riguardo agli aspetti teorici, il grado di acquisita omogeneità che ne misura l'esito. La riuscita, o il fallimento, di una operazione di « unificazione » del linguaggio, delle simbologie, delle impostazioni, degli enunciati, dei procedimenti, degli obiettivi.

Perché formazione ed esperienze hanno determinato una diversità perfino « psicologica » tra geotecnici e strutturisti. Questi ultimi, abituati a concepire i modelli prima, e a realizzarli poi, con operazione di adeguamento che lascia loro molte libertà, sono portati alla creativa sintesi di enunciati e alla formulazione di teorie raccolte in organici trattati.

I geotecnici, invece, ai quali la natura fornisce le « strutture » già pronte e spesso assai ingrate, devono adeguare a queste i modelli; invece di inventare forme devono scoprire e tracciare schemi che catturino, almeno un brano alla volta, quella complessa realtà. Devono pragmaticamente prendere atto di certe ostilità del

« mezzo », e ingegnarsi per neutralizzarle. La psicologia attribuirebbe ai primi qualità maschili (creatività, capacità di sintesi, attitudine alle grandi costruzioni teoriche); ai secondi, (i geotecnici), qualità femminili (pragmatismo, spirito di adattamento, capacità di analisi).

I primi peccano per astrattezza, i secondi (i geotecnici) sono prodighi fino alla saturazione, di schemi e schemetti. I loro testi rivelano una densità mostruosa di tabelle, diagrammi e analisi parametriche, mentre sono rari gli enunciati di teoremi. Il ricavare, da una serie di dati disponibili, un « modello di comportamento », è considerata iniziativa riservata ai capiscuola, da premiare con la fama. Il modello di suolo a modulo variabile con la profondità è uno schema classico: c'è qualcosa di più lineare? Ebbene, Gibson ha l'onore di veder ricordato il suo nome da quando ha sostituito con questo il modello rudimentale di « suolo omogeneo a modulo costante ». Poi si incontra lo strato finito su bed-rock, e c'è gloria per tutti: può introdursi, ma con cautela, una schematizzazione a strati; ci sono tanti nomi da immortalare, quanti gli strati.

Gli strutturisti non sono meno in difficoltà, quando lanciano sguardi furtivi al di là della frontiera.

Se si accorgono che i loro telai non hanno i piedi fermi, e che ciò può modificare fino alla turbativa i loro dodicesimi e sedicesimi, si impossessano della geotecnica, come i romani con le sabine, se la portano dentro, la fanno propria, la deglutiscono per servirsene: tutta la geotecnica ridotta alla « molla di Winkler »; e Cross è salvo!

Ma, per fortuna della scienza, il progresso aiuta i contendenti, ed oggi possiamo cominciare a fare i primi bilanci di operazioni riuscite. Verranno fuori, lo vedrete, da questa rassegna: sono quelle che coinvolgono suolo e struttura in un unico schema, senza temere le differenze di caratteristiche né dar peso alle diverse tradizioni scientifiche; che affrontano il problema generale dell'equilibrio elastico di un dominio unico, anche se differenziato per le proprietà e la natura dei componenti, e suddiviso in elementi dalla morfologia assai varia, mono, bi o tri-dimensionali, non importa se fatti di conglomerato, di acciaio o di terra. Fattori decisivi per il successo di questa operazione unificante, premessa per questa nuova alleanza, sono: i nuovi metodi dell'analisi numerica, l'algebra matriciale, la discretizzazione, il ricorso al « metodo degli spostamenti », il perfezionarsi delle attrezzature di prove in sito, la ricchezza, varietà e precisione dei dati sperimentali disponibili. Condizio-

ne necessaria: lavorare insieme. Abbiamo molto da imparare, gli uni dagli altri.

La prima nota che vi presento è quella di Migliacci, Bono, Tognoli e Cremaschi, relativa al progetto e alla verifica sperimentale di traverse ferroviarie in c.a.p. per l'armamento degli scambi.

Uno scambio richiede la definizione di almeno 90 tipi di traversine, che vanno progettate in base a dati non sempre esenti da incertezze; (anche il carico va scelto in base a criteri probabilistici). Lo schema statico del complesso — binari, traversine, ballast — è quello di graticcio piano su appoggi elastici, ed è risolto con discretizzazione in elementi finiti.

Per il suolo non si va al di là della semplice ipotesi di Winkler, ma è già molto in quanto a complessità di analisi. Prove sperimentali condotte su strada ferrata hanno consentito interessanti confronti e verifiche soddisfacenti.

Geotecnici che approfondiscono i problemi di interazione, sono Caputo, Fenelli, Viggiani, (nella nota sulle fondazioni su pali), e Fenelli, Picarelli, Viggiani (nella nota sulle fondazioni di serbatoi cilindrici).

Si tratta di lavori da citare quali lodevoli esempi di ricerche volte a rifiutare schematizzazioni comode ma semplicistiche, in favore di modelli più evoluti ed accurati. Si tratta di rinunciare al « mezzo alla Winkler », e considerare il terreno come un continuo elastico, portando in conto le mutue influenze tra elementi sotto stress.

La palificata vede cedere ogni palo di quantità proporzionale non solo al carico che lo sollecita, ma anche ai carichi che sollecitano i pali vicini; si valuta così l'effetto della interazione mutua tra i pali di una palificata, ricavando una distribuzione di sforzi ben diversa da quella ottenibile con l'ipotesi più semplicistica.

Allo stesso modo il fondo del serbatoio è modellato in strisce a forma di corona circolare, e ciascun anello risente sul proprio piano di appoggio, in misura maggiore o minore, dell'azione influente degli anelli vicini e lontani.

In tal modo il problema è retto da equazioni risolutive sempre lineari, ma con matrici di coefficienti non diagonali; è considerato il caso di semispazio elastico omogeneo, di semispazio con  $E(z)$  lineare (Gibson), di uno strato di altezza finita su bed-rock, o di più strati di caratteristiche diverse (Capurso).

I risultati sono interessanti, quando si confrontano con quelli corrispondenti alle ipotesi rimosse. Ma la partecipazione delle strutture al « processo di trasformazione » che coinvolge il complesso resta valutata solo attraverso l'introduzione di parametri empirici.

Segue una serie di tre lavori di strutturisti che si occupano di strutture intelaiate, e si preoccupano giustamente di far rilevare quanto influente sia, sul comportamento di questi schemi, la deformabilità del piano di appoggio.

De Maestri definisce telaio completo il complesso strutturale formato da sovrastruttura intelaiata, fondazione e terreno, centrando pienamente quell'obiettivo di unificazione cui ho accennato in premessa.

Radogna e Materazzi, nel quadro di questa impostazione, aggiungono un'ampia casistica di sperimentazione numerica che consente confronti anche quantitativi assai interessanti, non privi di qualche dato sorprendente, imprevedibile senza il ricorso a così accurate indagini.

Mele svolge una vera e propria indagine comportamentale, di mole ed ampiezza rilevante, su schemi di telai niente affatto ordinari per numero di piani e di campate, giungendo a rappresentazioni adimensionali dei principali parametri influenti che risultano di notevole suggestione e utilità.

Ma veramente al giusto posto in questa azione di rinnovamento dell'analisi strutturale, grazie all'approccio metodologico scelto, è Cedolin che con Bertorelli, nella nota « Analisi non lineare della interazione terreno-struttura mediante P.C. », risolve un problema di interazione, avendolo finalmente impostato come un qualunque problema di meccanica dei solidi, dove la discretizzazione del continuo consente di superare le disomogeneità senza alcun imbarazzo.

Per conseguire questo scopo occorre dapprima una indagine scrupolosa sui legami costitutivi dei materiali, e la formulazione di processi incrementali che tengano conto delle non linearità dovute sia alle plasticizzazioni diffuse e crescenti, sia alle variazioni geometriche del dominio: qui infatti si analizzano anche conseguenze di scavi.

Particolarmente rilevante è la scelta del modello di legame costitutivo per il suolo, la cui non linearità insorge sin dall'inizio della storia di carico. Gli autori adottano il modello di Duncan, che ha il vantaggio di richiedere parametri ottenibili dalle comuni prove triassiali.

La relazione lega in termini finiti la differenza tra la sollecitazione massima e quella di « confinamento » (posta costante), alla deformazione  $\epsilon$ , attraverso il valore iniziale del modulo di Young, e il valore limite della differenza stessa ottenuto da prove triassiali a rottura. Il valore iniziale del modulo di Young può essere ricavato, in base alle prove sperimentali di Jambu, in funzione della pressione di confinamento.

Il valore a rottura della differenza tra gli sforzi principali massimo e minimo, è espresso, con Mohr-Coulomb, in funzione della coesione e dell'angolo di attrito.

Si ricava allora un valore tangente del modulo di Young, espresso in funzione dello stato di sforzo. Questo si utilizza per determinare il valore tangente del modulo di elasticità trasversale, mentre il modulo tangente di comprimibilità si lega solo al modulo iniziale di elasticità normale.

Nel modello per elementi finiti si è fatto ricorso ad elementi triangolari a stato di sforzo costante, raggruppati a quattro per dar luogo ad elementi quadrangolari.

Questa scelta è assai appropriata per consentire il continuo aggiornamento della matrice di rigidezza ad ogni iterazione senza successivi oneri computazionali. Personalmente ritengo questa la strategia vincente, nel campo degli elementi finiti, dove lo strepitoso diffondersi ed ampliarsi di capacità di memoria deve far preferire le schematizzazioni fitte di elementi semplici a quelle meno fitte con elementi sofisticati.

Pensate alle varietà di situazioni che questi procedimenti possono analizzare. Cedolin, con Bertorelli in questo lavoro, e con Migliacci, Campagna, Levati, Cotza e Nobili, in una nota dedicata al Cavo Metropolitano di Milano, controlla con analisi numeriche scavi di gallerie, tenuta dei rivestimenti, stabilità dei terrapieni interessati dagli sbancamenti, sicurezza nelle fasi transitorie dei lavori, effetti e conseguenze dei trattamenti dei terreni, (quali le cementazioni). Un quadro così com-

pleto e vario, ma di così evidente attualità e concretezza, avrebbe ben poche probabilità di essere capito con metodologie diverse da queste. Ciò mi spinge a considerare questi lavori come simboli e sintomi della vera, unica evoluzione che la Scienza delle Costruzioni può vantare in questi decenni.

La nota di Colleselli, Mazzucato, Previatello e Soranzo, ci riporta alle metodologie classiche della geotecnica, con un'accurata ricerca volta a stabilire entità e ammissibilità dei cedimenti su diverse tipologie strutturali. Qui l'obiettivo è posto sul suolo, e sulle sue capacità di contenere gli spostamenti trasmessi alle strutture portate. Unico fine di un tal tipo di ricerca è quello di prevedere l'entità dei cedimenti e valutarne l'ammissibilità in relazione alle caratteristiche tipologiche degli organismi strutturali coinvolti. La ricerca è condotta in modo esauriente, direi raffinato; e sfrutta una « cultura » geotecnica che definisce, con formulazioni sperimentatissime, anche i limiti di accettabilità delle deformazioni impresse alle strutture portate.

I procedimenti vengono controllati su cinque « casi » reali, tutti studiati con indagini esaurienti ed esemplari.

Resta comunque la « parzialità » di un approccio « a posteriori » che stralcia lo studio dei cedimenti per il loro calcolo e la verifica di ammissibilità, prescindendo completamente dallo studio del « processo di trasformazione » che coinvolge l'insieme, e che costituisce il « fenomeno » lasciato in misteriosa ombra.

Carattere analogo ha la nota di Ventura sull'analisi statica e cinematica di paratie a sbalzo. Qui si ricavano relazioni tra gli spostamenti-rotazioni della paratia, e le pressioni critiche di contatto della stessa col suolo. L'analisi è condotta in modo « invertito » rispetto a quella consueta adottata dallo strutturista, e lo lascia pertanto turbato: permette di ricavare « a posteriori », con la misura, in sede di collaudo, degli spostamenti, i valori dei parametri geotecnici da adottare (o di controllare la qualità di quelli adottati).

Un lavoro che invece rappresenta un passo avanti questa volta degli strutturisti verso il mondo della geotecnica è quello di Creazza e Mola: « Effetti della viscosità del conglomerato e del terreno sull'interazione fra struttura e fondazione ». Qui il problema del « processo di trasformazione » di un insieme suolo-struttura viene affrontato con la comparsa in aggiunta della variabile tempo e dei connessi fenomeni evolutivi che interessano sia il suolo che le strutture.

Il complesso è trattato come insieme visco-elastico, generalizzando, per il suolo, in campo viscoso, il modello elastico di Winkler.

Il problema della trave rovescia è retto da una equazione integro-differenziale alle derivate parziali, con condizioni al contorno costituite da equazioni integrali di Volterra. Si accenna ad una soluzione per via numerica, condotta con una sequenza di soluzioni pseudo-elastiche incrementalmente, e cioè discretizzando l'equazione integro-differenziale con « differenze finite » nello spazio e « tempi finiti » nel tempo.

Questo approccio numerico non è però sviluppato a sufficienza nella nota, che privilegia una soluzione algebrica approssimata, ottenuta sfruttando le ben note soluzioni elastiche, con adozione di parametri opportunamente variati.

Questo lavoro mi piace segnalare per la felice scelta di un approccio « unificante », nel senso che ho già am-

piamente sopra illustrato. Anche se questa trattazione unitaria del problema di interazione richiede lo scotto di una forse semplicistica interpretazione della risposta viscosa del suolo, (in realtà ben più complessa di quella qui ipotizzata), la impostazione è quella che ritengo corretta, innovativa e senza alternativa per il progresso in questo campo di studi.

Le note che seguono sono tutte ben collocate nell'area di strutturisti che affrontano con serietà i problemi « alla frontiera » con altra disciplina.

Così Colombini, Diamanti e Petroselli riferiscono sui lavori per il consolidamento di una pendice in frana, mettendo bene in luce come, in questi casi, una delle caratteristiche più importanti da richiedere alla struttura raffrenante, sia quella della flessibilità nel senso parallelo al movimento franoso.

Croci con Santoro presenta i risultati sperimentali relativi al comportamento di un rivestimento in c.a. di gallerie.

Molto valido, qui, nel progetto, il ricorso a coazioni, a mezzo di martinetti piatti, in presenza di materiali argillosi rigonfianti.

Le misurazioni si sono svolte in un tempo di 8 mesi, e sono ancora in corso, consentendo di seguire il comportamento dell'ammasso roccioso al contatto col rivestimento, e la evoluzione dello stato tensionale nel rivestimento stesso. L'insieme di dati sperimentali dà un contributo alla conoscenza in un campo così complesso e incerto, e consente di verificare la validità del procedimento di calcolo adottato.

Ancora Croci, in una seconda nota, riferisce su interventi di consolidamento in un edificio interessato da movimento franoso. Le tipologie adottate sono numerose e varie: dalla incamicatura in acciaio di elementi strutturali in c.a., (effettuati con riscaldamento al rosso), all'uso di cavi pretesi, dalla realizzazione di un graticcio di travi di fondazioni, al rinforzo locale dei nodi, fino alla sistemazione idraulica del suolo per arrestare definitivamente il movimento franoso che metteva in pericolo l'immobile che, evidentemente, doveva a qualsiasi costo essere salvato!

Anche vario il panorama di interventi offerto da Petrangeli, per la difesa e il consolidamento delle pendici per una dorsale Calabria. Vi sono descritte opere di sostegno provvisorie, con micropali accostati, armati con profilati metallici e ancorati con tiranti attivi a mano a mano che si procedeva nello scavo; opere di sostegno definitive, con massicce opere in c.a. a protezione della sede stradale; opere di consolidamento per far fronte ad episodi franosi.

Segre si sofferma sulla necessità di una corretta protezione anticorrosiva dei tiranti permanenti, avvertendo quanti superficialmente operano senza gli adeguati accorgimenti, mentre Monti riferisce su un elemento prefabbricato adottato per difesa spondale, e Gambini pone irrisolti quesiti su quello che potrebbe definirsi il « Mistero dei pali di Marghera » e che forse l'amico Colombo può spiegare anche a me.

Finalmente Ceccoli, Migliacci e Artoni danno una descrizione esauriente e dettagliata di un'importante opera realizzata a Milano: l'attraversamento della tangenziale ovest con un tunnel a spinta, di dimensioni fuori del comune. Gli studi preliminari e le tecniche di scavo sono da segnalare.



TEMA B:

## Strutture cementizie interagenti con il terreno. Aspetti applicativi

Relazione generale: Prof. Ing. Pietro Colombo

### Introduzione

La progettazione e la costruzione di strutture cementizie interagenti con il terreno deve tener conto dei vari movimenti in gioco, dell'interazione struttura-terreno, della variabilità delle condizioni del sottosuolo e dei limiti nella conoscenza delle proprietà del terreno e di quelle dei materiali che costituiscono l'opera.

Il progettista nelle sue decisioni, prima di tutto, sceglie quali sono i fattori che può considerare costanti o trascurabili ed è poi inconsciamente portato da un lato a ripetere ciò che ha già fatto e dall'altro a vedere se vi sono nuovi metodi che consentano soluzioni più audaci e più economiche; finora nelle sue decisioni progettuali spesso è stato notevolmente influenzato dal comprensibile timore della rottura, che è un evento estremo. In realtà poi ricordando i molti casi che si sono presentati senza rottura, con diversi valori del coefficiente di sicurezza o con vari modi di progettazione, cerca di stabilire i criteri limite per accettare o rigettare una soluzione.

Nel considerare le strutture cementizie interagenti con il terreno lo studioso o il ricercatore invece più spesso studiano uno ad uno i fattori che possono influenzare il comportamento di un'opera o di una struttura e si compiacciono nell'osservare la loro interferenza.

Conciliare le esigenze e le aspirazioni del ricercatore e del progettista è quindi abbastanza difficile e questa situazione si fa particolarmente sentire nei problemi di interazione terreno-struttura, problemi che bene si prestano all'applicazione delle tecniche di calcolo più avanzate e delle modellazioni più diverse e complesse di comportamento del terreno.

D'altro lato è anche un campo nel quale si fa sempre più sentire la necessità di avere a disposizione metodologie progettuali che tengano conto più razionalmente ed in modo adeguato del peso dei singoli fattori che influiscono sulla costruzione e sul comportamento dell'opera.

Data la complessità dei problemi di interazione, è infatti abbastanza facile privilegiare e migliorare degli aspetti senza controllare adeguatamente la loro influenza sul comportamento dell'opera. Ed in questo senso vi è tutto un fiorire di studi che presentano soluzioni parametriche del comportamento del sistema terreno-struttura; però il progettista che voglia utilizzare queste soluzioni con difficoltà riesce a sentire il problema ed in particolare l'influenza dei parametri d'entrata.

Un filo comune nello studio e nella progettazione di questo tipo di opere e di interventi che può avvicinare di più lo studioso e specialista di diversa provenienza

al progettista è quello di privilegiare l'esame del comportamento dell'opera durante la costruzione ed in esercizio, sotto l'aspetto delle deformazioni e degli spostamenti.

Per alcune di queste opere è utilmente applicabile, pur con le sue notevoli difficoltà, la metodologia di progettazione continua nel corso della costruzione « observational design method », sviluppata dal Terzaghi e discussa da Peck nella sua ben nota « ninth Rankine lecture » del 1969.

Entro certi limiti alcune delle memorie qui presentate nel settore delle gallerie mettono in luce ed applicano in parte questa metodologia che indubbiamente avvicina tra di loro lo specialista, il progettista ed il costruttore.

Quando si parla di strutture interagenti con il terreno si può comprendere un campo molto grande di strutture ed opere.

Sembra infatti necessario comprendere le fondazioni dirette e le strutture elementari poggianti sul terreno, le fondazioni su pali, ma insieme l'interazione tra terreno, fondazioni e sovrastrutture. Sono poi da comprendere buona parte delle opere di sostegno ed insieme le strutture che sottoposte a prevalenti azioni orizzontali trovano la loro resistenza ed il loro vincolo nel terreno.

Ed ancora abbiamo le strutture immerse nel terreno quali tubazioni e condotte in genere e le strutture di sostegno usate nelle gallerie.

### Fondazioni

Consideriamo il settore delle fondazioni inteso in senso lato comprendendo in esso qualsiasi struttura complessa o semplice poggiate direttamente sul terreno.

Le modalità adottate dai progettisti in questo campo possono essere abbastanza varie e raggiungere gradi diversi di affinamento nel considerare il comportamento dell'opera.

Se ci riferiamo alle norme tecniche sulle fondazioni (D.M. 21-1-1981), al paragrafo C<sub>2</sub> « Criteri di progetto » si dice: « Il progetto della fondazione di un'opera va eseguito congiuntamente al progetto dell'opera in elevazione e comprende anche l'indicazione dei metodi di costruzione.

I requisiti di un'opera di fondazione devono essere i seguenti:

— lo stato di tensione indotto nel terreno deve essere compatibile con le caratteristiche di resistenza del terreno stesso, nella situazione iniziale ed in quelle che potranno presumibilmente verificarsi nel tempo;

— gli spostamenti delle strutture di fondazione devono essere tali da non compromettere la statica e la funzionalità delle strutture in elevazione.

Deve essere tenuta in debito conto l'influenza che l'opera in progetto può avere su fondazioni e su costruzioni già esistenti nelle vicinanze.

Il progetto deve comprendere:

— indagini, rilievi, studi per individuare e valutare i fattori che possono influire sul comportamento della fondazione;

— scelta del tipo di fondazione;

— verifica di stabilità del complesso terreno-fondazione;

— previsione dei cedimenti e del loro andamento nel tempo;

— scelta dei procedimenti costruttivi;

— proporzionamento delle strutture di fondazione e relative verifiche di sicurezza ».

Nelle istruzioni corrispondenti si dice anche:

« Le fasi del progetto assumeranno ampiezza e grado di approssimazione diversi secondo l'importanza del manufatto e dei fattori sopraindicati ed in relazione al grado di sviluppo previsto per il progetto (preliminare, di massima, esecutivo) ».

Come si vede in queste norme si indicano i requisiti, ma per quello che riguarda il dimensionamento ci si lega in un primo tempo alla verifica di stabilità terreno-fondazioni (carico limite e carico ammissibile del complesso fondazioni-terreno), in un secondo tempo ai cedimenti e al loro andamento nel tempo ed in un terzo tempo al proporzionamento delle strutture di fondazione.

In alcuni casi si fa solo riferimento al carico ammissibile e si trascura una valutazione anche di massima dei cedimenti confidando nel coefficiente di sicurezza e nell'esperienza locale acquisita per edifici ed opere analoghi.

Evidentemente la scelta dell'opera di fondazione dovrebbe rispondere ai requisiti indicati dalle norme; però i problemi che si presentano più frequentemente quando si interessano terreni con basse caratteristiche meccaniche, sorgono anche in relazione alle modalità costruttive ed alle caratteristiche ed esigenze dell'opera in elevazione.

Questi problemi possono essere affrontati ed in parte risolti con metodi approssimati legati all'esperienza e possono essere anche affrontati con metodi più approfonditi che tengano conto in modo più diretto dell'interazione terreno-struttura.

Nella memoria di Caputo, Fenelli e Viggiani: « Su alcuni aspetti dell'interazione terreno-struttura per fondazioni su pali » vengono chiaramente indicati i requisiti cui dovrebbe soddisfare un modello di interazione terreno-struttura:

— riprodurre il comportamento del prototipo con fedeltà sufficiente a consentire la progettazione, in altri termini, portare in conto tutti i fattori rilevanti ai fini del progetto onde permettere un'analisi della loro influenza ed eventualmente ottimizzare le scelte progettuali;

— essere caratterizzato da parametri aventi un chiaro significato fisico, e che siano quindi misurabili;

— essere analizzabili con gli strumenti, analitici o numerici, a disposizione del progettista.

L'aspirazione ad avvicinarsi a questo modello ideale vi è sempre stata e si concretava via via utilizzando le nuove conoscenze e i nuovi mezzi che si presentavano.

Si è partiti dalle conoscenze sperimentali che discendevano inizialmente dall'attenta osservazione del com-

portamento delle opere, per giungere alla formulazione di relazioni analitiche e per poi successivamente riprendere ed approfondire le osservazioni sperimentali, specialmente nel campo della geotecnica, in modo da poter formulare ancora relazioni analitiche più aderenti alla realtà.

Nel considerare i modelli di interazione, un certo condizionamento vi è stato in relazione agli strumenti analitici a disposizione, che richiedevano formulazioni abbastanza semplici, ma che erano poco rappresentative del fenomeno esaminato; inoltre tali rappresentazioni per forza di cose tendevano ad affrontare i problemi considerando separatamente i vari aspetti.

Ultimamente con la diffusione dei metodi di analisi matematica si sono aperte notevoli possibilità quando si utilizzino al meglio e correttamente i progressi che si sono verificati nella conoscenza sperimentale del comportamento dei vari materiali e nella raccolta di esperienze e conoscenze dirette sul comportamento delle opere e dei terreni.

Come è già stato detto nelle Norme Tecniche, l'opera di fondazione deve indurre nel terreno tensioni compatibili con le caratteristiche meccaniche del terreno e deve avere spostamenti tali da non compromettere la statica e la funzionalità dell'opera in elevazione.

Attualmente la progettazione viene effettuata separatamente dal punto di vista geotecnico e da quello strutturale almeno come premesse iniziali dei calcoli. La struttura viene considerata isolata dal terreno ed avente dei vincoli prefissati al piede; la fondazione viene esaminata con l'ipotesi di sovrastruttura infinitamente rigida e con l'ipotesi di sovrastruttura totalmente deformabile (flessibile); il terreno viene considerato nelle verifiche a rottura quale materiale rigido-plastico sottoposto all'azione di elementi rigidi che trasmettono azioni verticali ed orizzontali mentre nel calcolo dei cedimenti viene considerato materiale elastico sollecitato da azioni ben definite ed indipendenti dall'interazione terreno-struttura (membrana flessibile).

Compito dell'ingegnere strutturista, dell'ingegnere geotecnico, ma specialmente del progettista, è mettere d'accordo i risultati dei tre esami separati.

E' evidente che in questo compito si è aiutati prima dal considerare le situazioni estreme, poi da valutazioni e riferimenti numerici derivati dall'osservazione diretta delle opere e dall'esperienza regionale e locale raccolta sul comportamento delle opere.

Riferendosi all'edilizia usuale, il primo esame comprende un'adeguata conoscenza delle caratteristiche del sottosuolo e delle caratteristiche principali dell'opera di modo che può discenderne l'orientamento sul tipo di fondazione, se diretta o profonda, e una prima valutazione sulla opportunità o meno di intervenire sulle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera in elevazione.

Sulla base di questo esame si può successivamente procedere ad un primo dimensionamento generale e dar luogo alla valutazione dei cedimenti riferendosi a fondazioni flessibili; considerando la struttura come rigida si può arrivare al cedimento uniforme attraverso opportuni coefficienti.

Nel valutare la soluzione progettuale si dovrebbe stimare l'influenza dei movimenti della fondazione sulla funzionalità della struttura e sulla utilizzabilità e funzionalità dell'intera opera.

In questo senso si dovrebbe anche stimare la deformabilità dell'opera in elevazione nei suoi diversi componenti; stima che in termini quantitativi risulta piuttosto problematica.



Indicare cosa significhi la funzionalità non è facile perché essa dipende dalla destinazione dell'opera, dal tipo di struttura, da fattori economici e da fattori soggettivi.

Nel settore geotecnico si è affrontato il problema cercando di individuare quelle caratteristiche di movimenti della fondazione e quindi la terminologia relativa che permettessero di aiutare a precisare meglio la funzionalità dell'opera e anche di classificare i danni sulla sovrastruttura.

In fig. 1 sono riportati alcuni termini usati frequentemente.

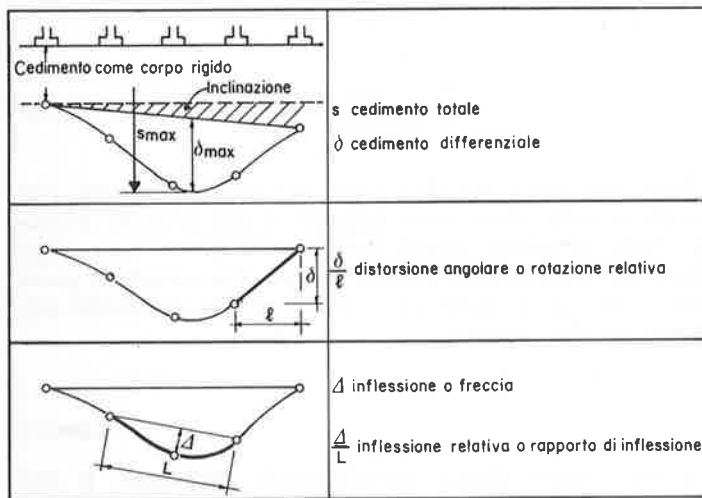


Fig. 1

Il cedimento totale di un'opera può essere suddiviso (fig. 1) in un cedimento come corpo rigido, in una rotazione e in una inflessione con concavità verso l'alto o verso il basso. L'inflessione dà luogo a cedimenti differenziali che possono essere descritti o come distorsione angolare  $\delta/l$  (detta anche rotazione relativa) o come rapporto di inflessione  $\Delta/L$  (detta anche inflessione relativa).

Premesso questo si può cercare di individuare e classificare i movimenti accettabili ed i danni visibili; facendo riferimento principalmente a strutture intelaiate ed a strutture con murature portanti di edifici usuali, i movimenti che possono essere accettati vanno riferiti all'aspetto generale dell'edificio e ai danni dell'edificio stesso.

Burland, Broms e De Mello (1977) suggeriscono, per quanto riguarda l'aspetto di insieme, che deviazioni dalla verticale o dalla orizzontale superiori a 1/250 sono chiaramente percepibili; se esse siano o no tollerabili dipende dalla destinazione dell'edificio.

Con riferimento ai danni alle murature e ricordando che si tratta di materia molto soggettiva e legata alle varie situazioni particolari, appare interessante riportare nella Tab. 1 la classifica proposta da Burland, Broms e De Mello (1977) che rappresenta un primo tentativo di definizione della materia basato sull'esperienza di ingegneri e utenti inglesi e che si riferisce a murature portanti o di tamponamento.

Ritornando ai cedimenti accettabili bisogna osservare che il verificarsi di danni alla sovrastruttura dipende da molti fattori quali ad esempio le caratteristiche della struttura, il tipo di rifiniture dell'edificio, il creep del calcestruzzo, i tamponamenti, la storia della costruzione. Nella fig. 2, ripresa dalla relazione generale di Burland, Broms e De Mello presentata a Tokio nel 1977,

TABELLA 1

CLASSIFICA DEI DANNI ALLE MURATURE, CON PARTICOLARE RIFERIMENTO ALLA POSSIBILITA' DI RIPRISTINO E RIPARAZIONE DI INTONACI, TOMPAGNATURE E MURATURE

Classificazione del danno	Descrizione dei danni tipici (1)	Larghezza appross. delle fratture mm (2)
	Fessure capillari di larghezza 0,1 mm sono classificate come trascurabili.	
1. Molto lieve	Sottili fessure che possono essere riparate in normali lavori di manutenzione e pittura. Possibili modeste fratture isolate. I muri esterni in mattoni presentano fessure rilevabili con esame attento.	~ 1
2. Lieve	Le fratture possono essere facilmente sigillate; di norma non è necessario il ripristino degli intonaci o almeno delle pitture. Presenti numerose modeste fratture all'interno, alcune sono visibili anche dall'esterno e qualche riparazione esterna può essere richiesta per assicurare l'impermeabilità. Porte e finestre possono aprirsi con qualche difficoltà.	~ 5
3. Moderato	Le fratture richiedono l'allargamento e la riparazione da parte di un muratore; all'esterno può essere necessario il rifacimento di una piccola quantità di muratura. Le fratture ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Porte e finestre si bloccano; le tubazioni dei servizi possono rompersi, l'impermeabilità non è assicurata.	5 ÷ 15 ovvero numero di fratture > 3.
4. Intenso	Necessari importanti lavori di riparazione, con rimozione e sostituzione di zone di muratura specialmente al disopra di porte e finestre. I telai di porte e finestre sono distorti; i pavimenti sono inclinati visibilmente i muri fuori piombo o spanciati. Possibili perdite di appoggio delle travi. Tubazioni dei servizi distrutte.	15 ÷ 25 ma comunque dipendente dal numero di fratture.
5. Molto intenso	Richiesti importanti lavori di riparazione, con demolizione e ricostruzione parziale o totale dell'edificio. Le travi perdono appoggio; i muri si inclinano sensibilmente e richiedono puntelli. Le finestre si rompono. Pericolo di crollo.	generalmente > 25 ma comunque dipendente dal numero di fratture.

(1) Nel valutare il danno bisogna tener conto della sua ubicazione nell'edificio o struttura, ad es., una muratura danneggiata a pianterreno è più grave che ai piani superiori.

(2) L'apertura delle fratture è solo uno degli aspetti del danno e, di per sé solo, non deve essere usata come misura diretta del danno stesso.

è illustrata schematicamente, ma in modo significativo, l'influenza di quest'ultimo fattore riportando il diagramma dei carichi e dei cedimenti durante e dopo la costruzione per un edificio con fondazioni a platea. Così durante lo scavo si ha un piccolo sollevamento del terreno, poi viene costruita la platea che sarà influenzata dai successivi cedimenti differenziali; man mano che vengono applicati i carichi della struttura avvengono i cedi-

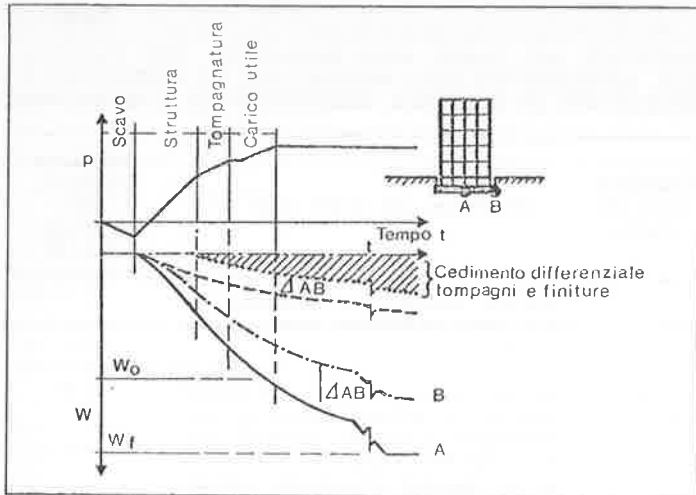


Fig. 2

menti immediati ed iniziano quelli di consolidazione e la parte della struttura che via via viene costruita si deforma mentre la rigidità complessiva aumenta gradualmente; vengono aggiunti i tamponamenti che possono aumentare anche notevolmente la rigidità dell'edificio e infine si applicano i sovraccarichi. Si vede così che i cedimenti differenziali possono essere diversi per le varie parti dell'edificio.

La platea ha maggiori cedimenti differenziali, mentre la sovrastruttura è interessata da cedimenti differenziali che variano con la posizione dell'edificio. La parte tratteggiata in fig. 2 rappresenta i cedimenti differenziali che interessano i tamponamenti e le rifiniture ed è quindi la causa dei danni architettonici dell'edificio. E' quindi chiaro che il cedimento differenziale pericoloso dipende dalla storia della costruzione, dal rapporto tra carichi permanenti e sovraccarichi, dal rapporto tra cedimenti immediati e cedimenti totali oltre che naturalmente dalle caratteristiche del terreno, della fondazione e della struttura.

Pertanto il comportamento statico di un edificio è anche influenzato dall'interazione tra gli elementi strutturali e quelli secondari, dalla storia della costruzione e dall'evolversi dei cedimenti nel tempo e dalla ridistribuzione dei carichi.

I primi tentativi di valutazione dei cedimenti differenziali sopportabili senza danno dalle strutture e basati sull'osservazione del comportamento delle opere sono quelli di Skempton e McDonald (1956) e di Polshin e Tokar (1957).

Skempton e McDonald hanno scelto la rotazione relativa  $\delta/l$  (o distorsione angolare) quale parametro rappresentativo del comportamento deformazionale dell'edificio.

Essi raccomandano un valore ammissibile di 1/500 e questo limite deve essere portato a 1/1000 ove si voglia evitare qualsiasi danno; indicano poi in 1/300 il limite oltre il quale si hanno fessurazioni nei pannelli e tamponamenti e in 1/150 quello per cui si hanno danni nelle strutture portanti.

Polshin e Tokar, con riferimento alla normativa sovietica, indicano valori della distorsione angolare accettabili per edifici con struttura portante a pilastri e travi, variabili tra 1/250 e 1/1000, quindi paragonabili a quelli indicati da Skempton e Mc Donald, e valori del rapporto di inflessione  $\Delta/L$  accettabili per opere con murature continue, variabili tra 1/1400 e 1/3300, introducendo come riferimento anche il rapporto  $L/H$ , ove  $H$  indica l'altezza dell'edificio; in quest'ultimo caso si

tratta di valori più cautelativi di quelli indicati da Skempton e Mc Donald.

Bjerrum nel 1963 basandosi sui dati di Skempton e Mc Donald, ha esposto le distorsioni angolari riportate nella fig. 3.

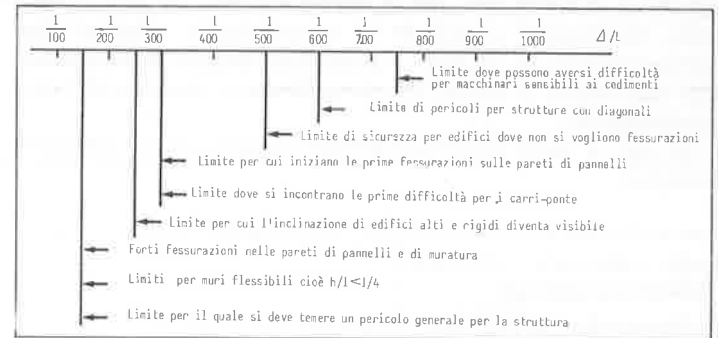


Fig. 3

Meyerhof pure nel 1953 e poi nel 1977 ha toccato l'argomento delle distorsioni angolari e nel 1979 ha proposto (Tab. 2) alcuni valori limite della distorsione angolare e del rapporto di inflessione per tipi usuali di strutture; si tratta di valori che sono allineati con quelli precedentemente indicati.

TABELLA 2

VALORI LIMITE DELLA DISTORSIONE ANGOLARE E DEL RAPPORTO DI INFLESSIONE (Meyerhof, 1979)

Distorsione angolare	Rapporto di inflessione	Tipo di limite e tipo di struttura
1/100		Limite di pericolo per strutture isostatiche e muri di sostegno.
1/150		Limite di sicurezza per strutture isostatiche e muri di sostegno.
1/150		Limite di pericolo per strutture in acciaio e telai in calcestruzzo armato senza tamponamenti, per serbatoi metallici; rotazioni per strutture ad elevata rigidità.
1/250		Limite di sicurezza per strutture in acciaio ed in calcestruzzo armato senza tamponamenti o per serbatoi metallici; rotazioni per strutture ad elevata rigidità.
1/250		Limite di pericolo per pareti di edifici intelaiati e muri portanti armati.
1/500		Limite di sicurezza per pareti di edifici intelaiati e muri portanti armati.
	1/1500	Limite di pericolo per inflessioni con concavità verso l'alto in muri portanti non armati.
	1/2500	Limite di sicurezza per inflessioni con concavità verso l'alto in muri portanti non armati.
	1/2500	Limite di pericolo per inflessioni con concavità verso il basso in muri portanti non armati.
	1/5000	Limite di sicurezza per inflessioni con concavità verso il basso in muri portanti non armati.

Nota: I limiti per muri portanti non armati si riferiscono a rapporti lunghezza/altezza  $L/H \leq 1$ . Possono essere raddoppiati per  $L/H \geq 5$ .

Un altro modo di affrontare il problema, evidentemente semplicistico, è quello di riferirsi ai cedimenti totali ammissibili.

Così Skempton e Mc Donald indicano i seguenti valori di cedimento totale ammissibile:

- fondazioni isolate su argilla 6,5 cm
- fondazioni isolate su sabbia 4 cm
- platee su argilla 6,5 ÷ 10 cm
- platee su sabbia 4 ÷ 6 cm
- fondazioni a cassone su argilla anche maggiori di 10 cm.

Polshin e Tokar, sempre con riferimento alla normativa sovietica, indicano i seguenti valori limite di cedimento totale ammissibile riferiti solo al tipo di struttura e non al tipo di terreno:

- Edifici in muratura con fondazioni continue o isolate, con muri di altezza H (misurata dalla fondazione) e lunghezza L
  - L/H ≥ 2,5 8 cm
  - L/H ≤ 1,5 10 cm
- Edifici in muratura di mattoni con cordoli continui in cemento armato (indipendente da L/H) 15 cm
- Strutture a telaio 10 cm
- Fondazioni massicce in c.a.: altiforni, silos, camini, serbatoi sopraelevati etc. 30 cm

Nel volume di Terzaghi e Peck (1948) vengono indicati per terreno sabbioso valori di cedimenti ammissibili pari a 2,5 cm per fondazioni isolate e 5 cm per fondazioni a platea.

Ancora i polacchi Wilun e Starzewski (1972) indicano valori ammissibili delle distorsioni angolari e dei cedimenti totali per vari tipi di edifici e strutture (Tab. 3).

Il problema è stato poi affrontato in modo interessante da Burland e Wroth nel 1975 considerando che il manifestarsi di fessurazioni visibili sia associato al coefficiente di dilatazione lineare. Già Polshin e Tokar nel 1957 avevano associato le fessurazioni visibili ad un coefficiente di dilatazione critico  $\epsilon_{cr}$ , indicando il valore di 0,0005 per le murature.

Hanno preso in esame poi il collegamento tra il rapporto di inflessione  $\Delta/L$  e  $\epsilon_{cr}$  ed i fattori che lo influenzano, considerando il caso di una trave rettangolare che si deforma per flessione e per taglio e poi cercando di estendere e generalizzare le loro considerazioni.

Hanno indicato poi un campo di valori di  $\epsilon_{cr}$  variabili tra 0,05 e 0,1% per murature in malta di cemento e variabili tra 0,03 e 0,05% per calcestruzzo armato.

Per un dato valore di  $\epsilon_{cr}$  la grandezza del rapporto di inflessione dipende dal rapporto tra lunghezza ed altezza, come era già stato indicato da Polshin e Tokar, dalla rigidità relativa a flessione ed a taglio, dal grado di

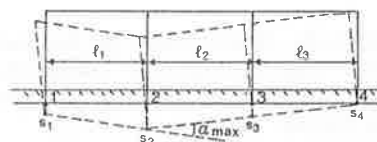
TABELLA 3

CEDIMENTI AMMISSIBILI TOTALI E DIFFERENZIALI (DISTORSIONI ANGOLARI) DI FONDAZIONI, CALCOLATI INDIPENDENTEMENTE DALLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA (Wilun e Starzewski, 1972)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e struttura	Cedimento massimo totale ammissibile (mm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazione di una struttura ( $\alpha_{amm}$ )
1	Strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontali, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	150 ÷ 200 (6 in - 8 in)	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazione maggiori di 1/100 ÷ 1/200 del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura.
2	Strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno.	100 ÷ 150 (4 in - 6 in)	1/100 ÷ 1/200
3	Strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in c.a. ad ogni piano, con fondazioni continue in c.a. e con pareti trasversali di almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue od a platea.	80 ÷ 100 (3½ in - 4 in)	1/200 ÷ 1/300
4	Strutture della classe 3 ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in c.a. con fondazioni a plinti.	60 ÷ 80 (2½ in - 3½ in)	1/300 ÷ 1/500
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	50 ÷ 60 (2 in - 2½ in)	1/500 ÷ 1/700

Note: — I valori minori si riferiscono ad edifici pubblici, abitazioni o edifici con parti strutturali o finiture sensibili a cedimenti differenziali; i valori maggiori si riferiscono ad edifici alti di considerevole rigidità rispetto ad assi orizzontali o a strutture che possono accettare eventuali movimenti.

— In casi speciali (gru a portale, autoclavi ad alte pressioni, serbatoi, silos soggetti a carichi differenziali) il massimo cedimento ammissibile o i cedimenti differenziali od entrambi dovrebbero essere assunti in base a specifiche fornite dagli ingegneri utenti dell'impianto o dai produttori.



resistenza a trazione in-situ nella struttura e nella fondazione e dalle modalità di deformazione (deformata con concavità verso l'alto o verso il basso).

Sommer (1979) è d'accordo sul criterio proposto da Burland e Wroth ed esaminando alcuni casi reali giunge a valori del rapporto di inflessione  $\Delta/L$  variabili tra 1/5000 e 1/1000 con i valori minimi per edifici in muratura per deformata con concavità verso il basso e rapporto  $L/H$  compreso tra 1 e 3.

L'argomento cedimenti accettabili e danni è attualmente anche trattato dal Technical Subcommittee on Allowable Deformations of Buildings and Damages dell'ISSMFE, sottocomitato che dovrebbe presentare della documentazione e proposte all'XI Congresso ICSMFE a San Francisco nel prossimo agosto.

Si può ancora ricordare che con riferimento ai cedimenti totali e differenziali e alle distorsioni angolari ammissibili il problema assume altri aspetti quando si trattano problemi di fondazione per edifici industriali, di opere idrauliche, marittime e stradali in quanto i limiti di accettabilità in relazione alla loro funzione, all'estrema rigidità o estrema flessibilità della struttura, alle esigenze economiche etc. possono essere molto più larghi di quelli precedentemente indicati.

Nella memoria di Colleselli, Mazzucato, Previatello e Soranzo sono adeguatamente descritti e analizzati i comportamenti di cinque opere di edilizia civile e industriale e vengono confrontati i cedimenti, le rotazioni e le distorsioni angolari misurate con quelle ritenute ammissibili.

L'affrontare il problema dell'interazione terreno-opera attraverso i cedimenti totali e differenziali, la distorsione angolare ed il rapporto di inflessione, il coefficiente di dilatazione lineare è indubbiamente un procedimento piuttosto rozzo, ma che può servire efficacemente per arrivare a delle decisioni progettuali e che tiene conto e rappresenta la risposta dell'opera alle deformazioni del terreno di fondazione.

D'altro lato si deve osservare che la previsione del comportamento degli edifici usuali in relazione alle deformazioni del terreno è molto difficile. Abbastanza spesso si ha a che fare con un'opera formata con materiali differenti, con elementi strutturali di dimensioni molto diverse e distribuiti nella struttura irregolarmente, spesso con forme planimetriche ed altimetriche irregolari per cui la rappresentazione dei comportamenti in relazione alle deformazioni risulta quasi impossibile.

Se invece si ha a che fare con strutture e opere relativamente semplici e quindi schematizzabili nel loro comportamento allora prende significato un'analisi molto più approfondita dell'interazione terreno-struttura e il cercare di avvicinarsi il più possibile alla realtà nella rappresentazione del comportamento globale del terreno e della struttura.

In questa rappresentazione la tendenza attuale è quella di raffigurare il terreno come un continuo elastico considerando via via diverse situazioni quali quelle di semi-spazio omogeneo, strato di spessore finito su supporto rigido, semi-spazio o strato con modulo elastico linearmente crescente con la profondità.

I limiti della rappresentazione alla Winkler sono ben noti, e l'accettabilità di questa rappresentazione è limitata.

Per quanto riguarda le strutture di fondazione ed in elevazione, la loro rappresentazione come un tutto unico risulta ancora abbastanza difficile quando si voglia paragonarla alla realtà.

Introducendo però opportune semplificazioni si possono ottenere risultati interessanti e tali da mettere a

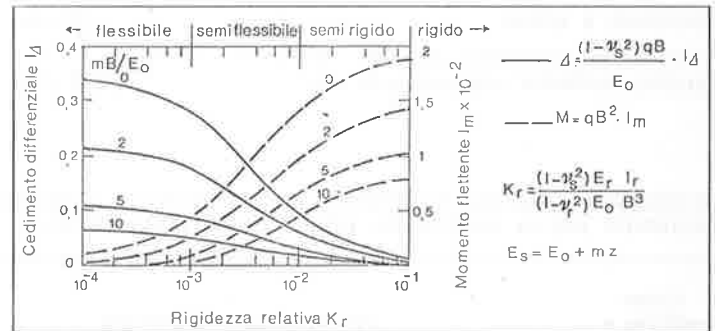
fuoco alcuni aspetti del comportamento complessivo dell'opera.

Lo studio di elementi strutturali semplici a contatto con il terreno ha già condotto ad indicazioni qualitative interessanti sul comportamento di differenti tipi di struttura e terreno.

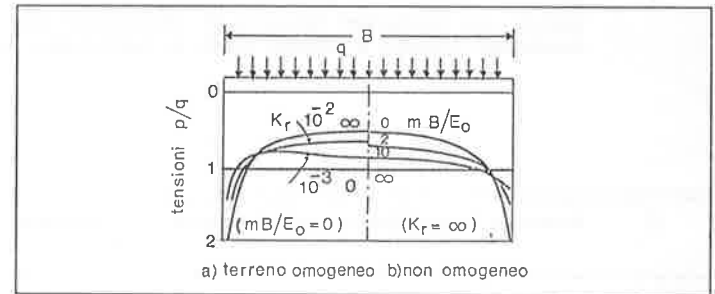
Così ad esempio (Meyerhof 1979) con riferimento ad una piastra circolare su suolo elastico caricata uniformemente, facendo riferimento alla rigidità relativa

$$K_r = \frac{(1 - \nu_s^2) E_r I_r}{(1 - \nu_r^2) E_o B^3}$$

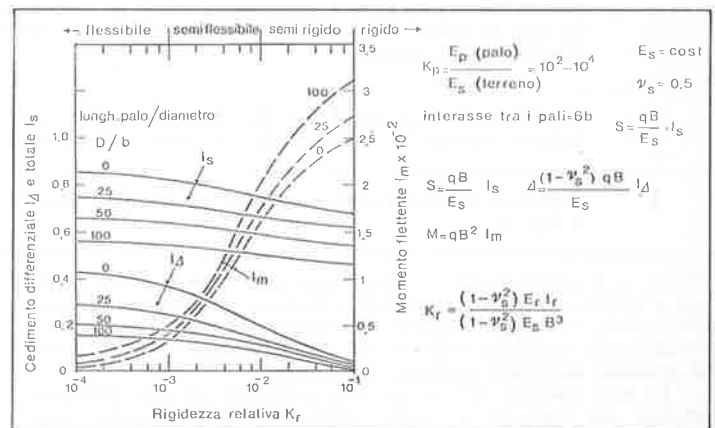
nella quale  $E_r$  è il modulo elastico del calcestruzzo,  $E_o$  il modulo elastico del terreno sul piano di fondazione e  $E_s = E_o + mz$  il modulo di elasticità del terreno, crescente linearmente con la profondità,  $\nu_r$  e  $\nu_s$  i moduli di Poisson del terreno e del calcestruzzo,  $I_r$  il momento di inerzia per larghezza unitaria della piastra e  $B$  il diametro della piastra, è possibile vedere (figg. 4 e 5) che, per una data dimensione della piastra all'aumentare della rigidità relativa il cedimento differenziale massimo diminuisce e la non uniformità della pressione di contatto e il corrispondente momento flettente massimo aumentano rapida-



4 - Cedimento differenziale e momento flettente per una piastra circolare caricata uniformemente su suolo elastico (Meyerhof 1979).



5 - Pressione di contatto per piastra circolare caricata uniformemente su suolo elastico (Meyerhof 1979).



6 - Cedimento totale e differenziale e momento flettente per una piastra quadrata su pali caricata uniformemente su suolo elastico (Meyerhof 1979).

mente; d'altro lato si vede anche che per una data rigidità relativa il cedimento differenziale e il momento flettente diminuiscono rapidamente con la velocità di aumento del modulo di elasticità del terreno con la profondità, e la distribuzione della pressione di contatto diventa uniforme.

Appare anche interessante esaminare, sempre in una rappresentazione relativamente semplice, il comportamento di una piastra quadrata portata da pali, su suolo elastico e caricata uniformemente (Meyerhof 1979). Si vede così (fig. 6) che il comportamento come cedimento totale e differenziale e come momento flettente è condizionato oltre che dalla rigidità relativa come definita precedentemente, anche dal rapporto di infissione  $D/b$  ( $D$  lunghezza palo e  $b$  diametro palo). Tutto ciò ovviamente nell'ipotesi di terreno omogeneo.

Lo studio di questi problemi con soluzioni parametriche ha avuto in questi anni un notevole sviluppo, specialmente applicandolo a situazioni relativamente semplici e ha permesso di offrire anche soluzioni utilizzabili nella progettazione.

Anche lo studio di travi rovesce continue su suolo elastico riferite alle due situazioni limite di struttura superiore infinitamente rigida e infinitamente flessibile ha permesso di apprezzare le situazioni limite di comportamento della sovrastruttura e l'influenza della rigidità del complesso strutturale sul manifestarsi dei cedimenti differenziali al variare del coefficiente di sottofondo.

Le tecniche numeriche ora a disposizione consentono di approfondire ulteriormente lo studio di questi problemi e consentono di mettere in luce aspetti e comportamenti non rilevabili attraverso schematizzazioni relativamente semplici.

Radogna e Materassi nella memoria presentata con un modello di calcolo basato sulla tecnica degli elementi finiti, giungono a considerazioni conclusive di carattere pratico di notevole interesse.

L'interazione tra elementi della struttura fondazionale e il terreno è oggetto di un numero enorme di studi che via via mettono in luce aspetti particolari e qualche volta generali di comportamento e risolvono problemi specifici che possono essere sufficientemente rappresentabili attraverso una adeguata modellazione giungendo anche a risultati che possono essere convenientemente applicati alla progettazione.

De Maestri nella sua memoria esamina il problema dell'interazione per un telaio completo ed esponendo alcuni metodi di progettazione ne rileva le limitazioni.

Caputo, Fenelli e Viggiani nella memoria presentata esaminano l'interazione terreno-struttura per fondazione su pali considerando il modello di continuo elastico e riportando alcune soluzioni disponibili per diversi schemi di sottosuolo e valori dei parametri, che consentono di modellare adeguatamente situazioni reali.

Fenelli, Picarelli e Viggiani considerano l'interazione terreno-struttura nel progetto di serbatoi cilindrici trattando il caso della piastra circolare di fondazione soggetta a carichi assialsimmetrici e adottando per il terreno il modello di strato elastico di spessore finito; con questa soluzione è possibile tener conto di certi aspetti del comportamento del terreno e di situazioni anche complicate del sottosuolo.

Migliacci, Bono, Tognoli e Cremaschi illustrano i modelli di calcolo e alcuni risultati significativi ottenuti con una sperimentazione diretta nello studio e progettazione delle traverse ferroviarie in c.a.p. per l'armamento degli scambi mettendo in luce le difficoltà con-

nesse ai vari aspetti attraverso i quali il problema deve essere esaminato.

Creazza e Mola considerando l'equazione generale che governa l'equilibrio di travi viscoelastiche interagenti con un suolo pure viscoelastico, espongono una formulazione approssimata e ne illustrano l'applicazione.

Gambini espone i risultati di prove di carico eseguite su pali prefabbricati e infissi e ripetute dopo 12 anni; indubbiamente la capacità portante dei pali è un problema che considera l'interazione tra elemento palo ed il terreno ma rientra nel grande settore dei problemi di capacità portante nei quali l'influenza della risposta del terreno e quindi lo studio del terreno è predominante.

Finora si sono considerate le interazioni legate alle fondazioni di opere nuove; l'intervenire con diversi scopi in opere esistenti costituisce uno dei problemi di interazione più difficili da risolvere e che viene generalmente affrontato in via empirica, ma con un'analisi critica molto accurata della situazione dell'opera e del terreno di fondazione.

Si deve infatti prima analizzare la situazione attuale del terreno, delle strutture di fondazione esistenti e delle strutture in elevazione e poi esaminare, in relazione alle esigenze di riparazione e consolidamento, di restauro o di modificazione dell'opera, quali interventi siano possibili ed utili.

In presenza di dissesti è necessaria una loro analisi molto accurata che spesso risulta piuttosto difficile. Infatti si possono mescolare dissesti legati ai movimenti in fondazione con quelli legati ad altre cause e le lesioni, oltre ad assumere configurazioni legate al tipo di sollecitazione seguono in genere le linee di minore resistenza.

A seconda degli scopi che si intende perseguire con le operazioni di restauro o di modifica, i tipi di intervento e la loro successione nel tempo possono variare notevolmente.

Se i dissesti sono legati a cedimenti del terreno causati dall'opera si devono analizzare molto attentamente le condizioni di evoluzione dei fenomeni di dissesto nel tempo sia per quanto riguarda il terreno di fondazione che per quanto riguarda la struttura in fondazione e quella in elevazione; solo dopo questa accurata analisi, salvo che per le operazioni di primo intervento, è possibile decidere dove e come intervenire.

Se i dissesti sono legati al movimento del terreno, provocati da cause indipendenti dall'opera, quali variazioni di falda, costruzione di gallerie poco profonde, subsidenza, costruzione di edifici ed opere in aderenza o esecuzione di scavi, il problema alle volte si semplifica quando la causa sia evidente, l'evoluzione del fenomeno possa essere bene individuata e la situazione dell'opera possa essere ben valutata, e quindi si possano formulare abbastanza bene i tipi e le modalità di intervento; il problema invece si complica quando sia difficile prevedere l'evoluzione nel tempo dei movimenti del terreno.

In presenza poi di opere interessate da movimenti franosi il problema si complica ulteriormente e alle volte è irrisolvibile data la complessità insita nell'analisi del movimento franoso e della sua evoluzione nel tempo e nell'analisi del comportamento dell'opera assoggettata a movimenti e sollecitazioni piuttosto complesse.

Nella memoria di Croci e Carluccio vengono trattati gli studi, le indagini, gli interventi e i controlli eseguiti in un caso reale di notevole difficoltà.

Negli interventi di restauro di edifici monumentali, buona parte delle difficoltà sorgono nell'analisi e nella

rappresentazione del comportamento della sovrastruttura avendo a che fare poi con soluzioni costruttive e con materiali molto vari.

Esempio classico in questo campo è dato dai problemi di restauro in Venezia, dove si hanno strutture degli edifici e fondazioni caratterizzate da soluzioni un po' particolari in parte legate al contatto con l'acqua della laguna ed alla presenza di terreni superficiali piuttosto compressibili.

In questo caso gli interventi di restauro che si possono adottare devono sempre operare in modo da alterare il meno possibile la situazione statica complessiva esistente migliorando le strutture e la fondazione senza provocare eccessivi irrigidimenti, anche ricordando che gli edifici di Venezia sono in continuo movimento al variare dei livelli dell'acqua con la marea.

**Opere di sostegno del terreno**

Consideriamo ora il settore delle opere di sostegno e delle opere soggette prevalentemente ad azioni orizzontali.

Nelle Norme Tecniche di legge si dice che deve essere verificata la stabilità dell'opera di sostegno e del complesso opera-terreno nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive e al termine della costruzione.

Per i muri di sostegno con fondazioni superficiali si indicano esplicitamente la verifica allo slittamento, quella al ribaltamento, quella al carico limite dell'insieme fondazione del muro-terreno e quella di stabilità generale e i valori dei coefficienti di sicurezza relativi.

Le ipotesi che si fanno generalmente nella progettazione dei muri con fondazioni superficiali sono piuttosto semplici; la spinta sul muro considerato rigido è calcolata con l'ipotesi di stato limite e di spostamenti non trascurabili del muro sotto l'azione del terreno, la pressione di contatto alla base tra muro e terreno è ipotizzata lineare con una risposta del terreno alla Winkler. Si tratta di una visione molto semplice del problema che sviluppata correttamente insieme agli altri aspetti che condizionano il comportamento del muro, porta in genere a soluzioni progettuali e comportamenti dell'opera accettabili anche se misure di controllo sia per le spinte che per le pressioni alla base hanno indicato andamenti dei diagrammi di spinta e di reazione alla base un po' diversi da quelli ipotizzati.

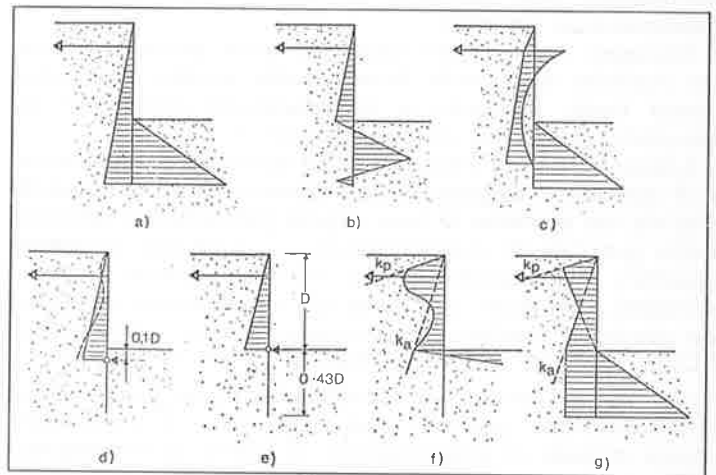
Complessivamente il metodo di calcolo così adottato non porta a gravi inconvenienti poiché l'interazione terreno-opera pur essendo importante non condiziona fondamentalmente il risultato finale.

Se invece si considerano le opere di sostegno del tipo paratia, opere nelle quali l'interazione terreno-struttura controlla completamente il loro comportamento, si vede che ancora si fa riferimento a metodi prevalentemente empirici, pur essendosi avuti notevoli progressi nelle nostre conoscenze tecniche e scientifiche sull'argomento. Si tenga presente che nel dimensionamento delle paratie si dovrebbero conoscere le varie azioni esterne agenti quali le pressioni esercitate dal terreno e quelle legate al sovraccarico esterno, le reazioni mobilitate nel terreno, le pressioni idrostatiche e idrodinamiche dell'acqua, le sollecitazioni legate a stati di coazione interna, le forze agenti negli ancoraggi e nei puntelli. E' evidente che la valutazione di buona parte di queste azioni è legata all'adozione di una legge costitutiva del terreno con la quale si possa descriverne il comportamento e che possa tener conto anche delle caratteristiche della struttura e delle modalità con le quali la struttura viene

installata e posta in esercizio nel terreno, delle condizioni di drenaggio e delle caratteristiche idrauliche del terreno. Si tratta quindi di schematizzare un modello che rappresenti il comportamento del terreno e in relazione a questo adottare un metodo di calcolo. Buona parte delle difficoltà sono legate al fatto che il comportamento della paratia è influenzato notevolmente dalla distribuzione delle tensioni nel terreno interessato dalla parte di paratia infissa e che la situazione delle tensioni in questa zona è molto complessa.

Nei metodi di calcolo più usati si considera il terreno interagente con la struttura, nelle condizioni di stabilità limite (mezzo rigido-plastico). Quindi non si tiene conto direttamente delle deformazioni del terreno e della paratia che si possono avere in condizioni di esercizio ed in relazione alle fasi e modalità costruttive e conseguentemente delle reazioni stabilizzanti e delle pressioni che si possono sviluppare e che possono essere molto diverse da quelle assunte in condizioni di stato limite; inoltre si deve ipotizzare il tipo di vincolo al piede della paratia; la progettazione si svolge prima determinando la profondità di infissione e poi dimensionando la struttura di sostegno.

Si osservi che in questi metodi si hanno distribuzioni delle pressioni abbastanza diverse in quanto con esse si cerca di rappresentare in vario modo le esperienze dirette raccolte, le sperimentazioni fatte e le convinzioni maturate riferendosi però anche a situazioni abbastanza diverse per caratteristiche di elementi strutturali e di terreno interessato; un confronto di distribuzioni diverse delle pressioni per paratie con ancoraggio si può vedere in fig. 7.



7 - Distribuzione delle pressioni per il progetto delle paratie flessibili con ancoraggio: a) appoggio libero nel terreno; b) appoggio fisso nel terreno; c) metodo danese; d) secondo Terzaghi (1943); e) secondo Tschebotarioff (1949); f) secondo Ohde; g) secondo Verdeyen e Roisin (1953).

A favore di questi metodi gioca la semplicità di calcolo e di determinazione dei parametri geotecnici; scegliendo tra essi e intervenendo con coefficienti di vario tipo si può ridurre l'effetto negativo delle ipotesi semplificative assunte.

Altri metodi considerano il terreno alla Winkler e dotato di blocchi d'attrito per rappresentare la pressione limite. Indubbiamente con questi metodi ci si può avvicinare ad una migliore rappresentazione delle situazioni reali; si hanno però, oltre a calcoli un po' più complessi, difficoltà nella determinazione e scelta dei parametri che rappresentano il legame pressioni-deformazioni e quindi il comportamento del sistema paratia-terreno.

Infine si può far ricorso al metodo degli elementi finiti rappresentando il suolo come mezzo continuo isotropo o anisotropo considerato in genere come mezzo elastico non lineare o mezzo elasto-plastico; in questo modo si può ovviare alle limitazioni legate ai metodi prima indicati, tuttavia si presentano difficoltà non lievi nella scelta dei parametri geotecnici e i calcoli sono più complicati e onerosi.

Per una corretta progettazione si dovrebbe scegliere il tipo di opera di sostegno, il metodo di calcolo e formulare le varie ipotesi di partenza in relazione alle esigenze di comportamento della paratia e in particolare ai movimenti che si possono accettare.

Quando ad esempio si abbiano esigenze di sostegno di opere retrostanti già esistenti in relazione ad esecuzione di scavi, o si debbano costruire altre strutture in aderenza a quelle di sostegno del terreno, i movimenti che si possono accettare sono molto limitati, dell'ordine dei millimetri; per opere di sostegno sia definitive nel campo idraulico, marittimo o stradale, che provvisoriamente abbastanza spesso si possono accettare movimenti notevoli dell'ordine di parecchi centimetri sia in sommità che lungo tutta l'altezza fino alla base.

Nel campo delle paratie si sono anche venute affermando opere di sostegno in calcestruzzo armato formate da elementi a T e da elementi rettangolari disposti secondo un T, ma collegati solo in sommità.

Nel considerare gli elementi di paratia rettangolare, e quelli a T, entrano sempre in gioco i problemi legati al comportamento della parte infissa, problemi che sotto certi aspetti sono analoghi a quelli dei pali soggetti a forze orizzontali.

Il comportamento di strutture interrato sollecitate prevalentemente da forze orizzontali sembra essere fortemente influenzato dalla rigidità e dalle caratteristiche flessionali delle stesse in quanto variano le modalità con le quali il complesso terreno-struttura risponde al variare delle azioni orizzontali.

La progettazione delle paratie costituisce comunque un campo ingegneristico suscettibile di progressi e perfezionamenti specialmente a seguito di indagini sperimentali su opere reali e utilizzazione dei metodi di calcolo più raffinati nel controllo e valutazione dei dati raccolti.

Ventura nella memoria « Analisi statica e cinematica ammissibile di paratie a sbalzo in terreni coerenti » esamina il problema progettuale e propone alcune soluzioni.

Da studi sperimentali e controlli del comportamento di opere durante e dopo la costruzione sembra che affinamenti si possano adottare specialmente nei metodi che si riferiscono al suolo alla Winkler cercando di scegliere opportunamente il coefficiente di reazione e di tener conto dell'altezza del terreno compresso, che dipende dalla rigidità relativa alla paratia in rapporto al terreno, e della non linearità della reazione del terreno.

Si deve però anche sottolineare che in presenza di terreni coesivi le difficoltà crescono volendo tener conto delle condizioni non drenate e di quelle drenate e delle variazioni di stato tensionale legate alle modalità e alle fasi costruttive particolarmente nel caso delle argille sovraconsolidate.

Un settore di opere di sostegno dal quale è probabilmente possibile trarre notevole esperienza è quello delle opere provvisorie in quanto in fase provvisoria vi è maggiormente la possibilità di adottare provvedimenti e modifiche per la minore presenza di vincoli pro-

gettuali e tecnico-amministrativi, ricercando la maggior economicità e i minori margini di sicurezza in relazione al grado di rischio.

Vi è infatti la possibilità di tener conto di osservazioni preziose che vengono raccolte in cantiere durante la costruzione dell'opera provvisoria e poi sul comportamento dell'opera provvisoria durante i lavori di costruzione dell'opera definitiva. Sono osservazioni che possono rispecchiare il comportamento delle strutture di sostegno con movimenti piccoli e con movimenti di notevole entità e quindi in condizioni anche vicine alla rottura, al variare delle condizioni del terreno coesivo nel tempo a seguito del perturbamento prodotto, in condizioni non drenate e in condizioni drenate e in presenza di accentuata non omogeneità.

Purtroppo la raccolta di queste osservazioni risulta talvolta abbastanza difficile per un certo riserbo e timore dei costruttori nel renderle note.

Tra le opere di sostegno e le opere soggette prevalentemente ad azioni orizzontali possono rientrare anche alcune opere di difesa e consolidamento di pendii nelle quali spesso si utilizzano e si accoppiano elementi strutturali di vario tipo per poter corrispondere sia alle esigenze di sostegno del terreno che a quelle di consolidamento e rafforzamento del terreno. Si possono così vedere utilizzati micropali e pali radice, pali a grande diametro, pozzi, tiranti e ancoraggi di vario tipo.

I problemi progettuali di queste opere vengono in genere affrontati in modo abbastanza empirico, poiché le situazioni reali sono spesso difficilmente analizzabili e rappresentabili in modo adeguato per cui è giocoforza introdurre ipotesi semplificative, anche radicali, per poter arrivare a scelte progettuali giustificabili e per utilizzare al massimo le esperienze già raccolte con opere simili in situazioni analoghe.

La memoria di Petrangeli e quella di Colombini, Diamanti e Petroselli riferiscono su interessanti opere di questo tipo già eseguite.

La memoria di Segre tratta l'argomento tiranti di ancoraggio, sottolineando particolarmente alcuni aspetti e necessità d'ordine tecnologico e proponendo dati e relazioni utili alla progettazione.

Si ricorda che il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è prevalentemente legato ai materiali che vanno a formare il tirante ed alle modalità esecutive, ma progressi si possono ottenere raccogliendo ed ordinando il maggior numero di dati sperimentali e cercando di analizzarli con metodi semplici e con metodi sofisticati che possano rappresentare l'interazione terreno-struttura per le situazioni di terreno più diverse. Un contributo molto significativo e fondamentale all'argomento « ancoraggi nei terreni e nelle rocce » è stato dato dalle Raccomandazioni presentate dalla Commissione A.I.C.A.P. nel 1983.

La memoria di Monti illustra alcuni aspetti di un nuovo tipo di difesa spondale con elementi prefabbricati in calcestruzzo armato.

### Strutture in sotterraneo

Considerando le strutture in sotterraneo, dalle gallerie superficiali naturali ed artificiali a quelle profonde, risulta evidente la grande importanza dell'interazione terreno-struttura, ma spesso è predominante l'influenza delle modalità esecutive.

Con riferimento alle Norme Tecniche di legge riguardanti i manufatti completamente immersi nel terreno e

che si realizzano mediante scavo in sotterraneo, nei criteri di progetto viene chiaramente indicato ciò che dovrebbe essere specificato e adeguatamente giustificato e, per quanto riguarda il controllo del manufatto, si dice che la soluzione di progetto deve essere controllata sulla base delle osservazioni e dei dati sperimentali che si raccolgono nel corso dei lavori. Le osservazioni devono essere proseguite durante l'esercizio per un congruo periodo di tempo, da indicare in progetto.

Nelle istruzioni relative alle Norme si sottolinea che la costruzione dell'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato tensionale e che la modifica dipende dallo stato tensionale preesistente, dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla successione delle varie fasi di lavorazione nonché dal tipo di rivestimento provvisorio o definitivo adottati; ed ancora la grandezza delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipende dallo stato tensionale del terreno, dall'azione dell'acqua eventualmente presente, nonché dal metodo di scavo effettuato.

La soluzione progettuale è quindi condizionata da molti fattori, la maggior parte dei quali è reciprocamente collegata, e dipende dalle modalità costruttive e dalle caratteristiche provvisorie e definitive dell'opera; ne consegue che la scelta progettuale risulta spesso difficile e gli adattamenti e le variazioni in corso d'opera sono frequenti e abbastanza spesso rilevanti.

Dal punto di vista progettuale, dopo l'accurato studio geologico segue lo studio dell'ammasso roccioso o del terreno sciolto per arrivare alla conoscenza quantitativa; a questo punto si può passare alle valutazioni numeriche, ricorrendo ad analisi teoriche mediante procedimenti analitici, di ciò che può avvenire con lo scavo e con il prerinvestimento o con il rivestimento di prima fase. Si passa poi all'esame del rivestimento definitivo che nella sua valutazione più completa dovrebbe essere lo studio dell'interazione tra rivestimento ed ammasso roccioso.

L'applicazione del metodo degli elementi finiti ha qui trovato applicazioni importanti e decisamente valide.

Si deve anche osservare che con queste opere può assumere notevole importanza la metodologia di progettazione continua nel corso della costruzione o «*Observational Design Method*»; in questa metodologia in un primo momento, sulla base delle indagini che precedono il progetto, si individuano gli intervalli di variazione dei parametri geotecnici più significativi e si passa quindi ad una progettazione di tipo flessibile con una scelta oculata dei parametri per poter poi eventualmente intervenire in fase di esecuzione; in un secondo momento, in fase esecutiva, controllando con misure e controlli in sito ciò che succede durante la costruzione e dopo, è possibile, qualora risulti un comportamento diverso da quello ipotizzato, definire i nuovi valori dei parametri geotecnici e modificare il progetto.

Tutto ciò può essere eseguito attraverso corrette indagini iniziali, misure in sito e di controllo adeguate per tipo e modalità ed adeguata modellazione matematica.

E' ovvio che in questo modo di procedere è essenziale la collaborazione completa tra progettista, specialista e costruttore.

Nel campo delle gallerie con scavi in sotterraneo vi è stata in questi ultimi decenni e in questi ultimi anni in particolare, una evoluzione notevole legata ai pro-

gressi nei metodi e nelle attrezzature di scavo, nelle tecniche di sostegno durante lo scavo e nei rivestimenti definitivi.

Sempre rimanendo nel campo delle opere eseguite con scavo in sotterraneo in terreni formati principalmente da ghiaie e sabbie, ha assunto in questi ultimi anni importanza la tecnica del consolidamento di una fascia di terreno di qualche metro di spessore attorno alla sezione della galleria da scavare a mezzo di iniezioni con miscele cementizie a bassa viscosità eseguite o dalla superficie o da un precunicolo.

Su questo metodo di consolidamento usato nella costruzione di alcuni tratti della Metropolitana Milanese riferisce la memoria di Migliacci, Cedolin, Campagna, Levati, Cozza e Nobili con interessanti considerazioni sul metodo, sulle caratteristiche del terreno trattato, sulle analisi teoriche e sulle misurazioni sperimentali in galleria.

Nella memoria di Cedolin e Bertorelli viene presentato un metodo di calcolo dell'interazione terreno-struttura basato su una schematizzazione per elementi finiti e con comportamento non lineare del terreno e viene riportato un esempio di applicazione allo scavo di una galleria con piccolo ricoprimento in terreno consolidato con iniezioni cementizie.

Croci e Santoro riferiscono sul comportamento dei rivestimenti prefabbricati di un tratto strumentato di galleria con copertura di circa 1000 metri, interpretando i dati sperimentali e confrontandoli con l'analisi teorica.

Nel settore delle opere in sotterraneo possiamo comprendere anche i sottopassi realizzati con il sistema dello spingitubo; in questo settore costruttivo è particolarmente delicato il problema dell'interazione tra il terreno ed il manufatto durante l'infissione.

Ceccoli, Migliacci e Artoni illustrano i problemi più rilevanti ed i provvedimenti adottati nella costruzione dell'attraversamento del canale deviatore dell'Olona sotto la tangenziale Ovest di Milano.

Prima di chiudere questa relazione su strutture e terreno desidero ancora sottolineare che è importante saper vedere la struttura e il terreno insieme cercando di immaginare quali siano i movimenti che possono fare insieme.

Mi si consenta infine di leggere quanto ha scritto Pozzati nel 1972 nella prefazione al I Volume di Teoria e Tecnica delle Costruzioni e che considero oggi ancora più valido e necessario di allora per qualsiasi progettista e cultore dei problemi di interazione terreno-struttura avendo presenti le enormi possibilità di calcolo e di studio a disposizione con l'impiego dei calcolatori elettronici.

*La formazione di un ingegnere progettista richiede un apprendistato lungo e faticoso, attraverso il quale l'allievo, avvezzo a considerare schema strutturale e relativi carichi come dati assegnati, impari ad estrarre e a fissare questi dal contesto reale e a considerare il calcolo non come fine ma come mezzo, perché quel che conta e quel che resta è il risultato finale, ossia la costruzione; e ad assuefarsi all'idea che, essendo lo schema teorico un'interpretazione semplificativa della realtà e non potendo far che calcoli inevitabilmente approssimativi, ha grande importanza la correlazione fra credibilità di ipotesi e di modello e grado di approssimazione delle analisi numeriche.*



## BIBLIOGRAFIA

- BARISONE G., FORNARO M., GECHELLE G., INNAURATO N., MANCINI R., PETRUCCO M., PELIZZA S. (1982): «Evoluzione delle tecniche di scavo e di sostegno». Gallerie e grandi opere sotterranee, anno VI, n. 15/16, pp. 53-69.
- BARLA G., STRAGIOTTI L. (1982): «Problemi geotecnici». Gallerie e grandi opere sotterranee, anno VI, n. 15/16.
- BARLA G., GIODA G. (1983): «Interpretazione delle misure eseguite su opere provvisorie di sostegno». Atti XV Convegno Nazionale di Geotecnica, Spoleto, vol. III, pp. 241-251.
- BASHAT G. (1982): «Behaviour of laterally loaded piles». Foundation Engineering, ed. G. Pilot, Presses Ponts et Chaussées, Paris.
- BJERRUM L. (1963): «Discussion Problems of Settlements and Compressibility of Soils». Proc. E.C.S.M.F.E., Wiesbaden, vol. II, pp. 135-137.
- BJERRUM L., FRIMANN CLAUSEN C.J., DUNCAN J.M. (1972): «Earth Pressure on flexible structures». A State-of-the-Art Report. Proc. 5th E.C.S.M.F.E., Madrid, vol. II, pp. 169-196.
- BURLAND J.B., WROTH C.P. (1974): «Review Paper. Settlement of Buildings and associated damage». Proc. Conf. on Settlement of Structures, pp. 611-654.
- BURLAND J.B., BROMS B.B., DE MELLO V.F.B. (1977): «Behaviour of Foundations and Structures». General Report, IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Tokyo, vol. III, pp. 307-316.
- BURLAND J.B., BROMS B.B., DE MELLO V.F.B. (1977): «Behaviour of Foundations and Structures». State of the Art Report, IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Tokyo, vol. II, pp. 495-546.
- CALABRESI G. (1978): «Comportamento dei terreni e metodi di analisi dell'interazione terreno-struttura». Atti XIII Convegno Naz. di Geotecnica, Merano, pp. 27-43.
- CALABRESI G. (1983): «Opere provvisorie di sostegno». XV Convegno Naz. di Geotecnica, Spoleto, vol. III, pp. 225-240.
- CHIARUGI A., MERLI M. (1977): «Interazione terreno-struttura in condizioni di sollecitazioni statiche». 8° Ciclo di Conferenze sui problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni, Politecnico di Torino, pp. 58.
- COLLESELLI F., MAZZUCATO A. (1983): «Diaphragm wall panel subjected to horizontal static loads». Rivista Italiana di Geotecnica, anno XVII, n. 3, pp. 155-163.
- DUFFAUT P. (1976): «Génie souterrain et mécanique des sols». Proc. 6th E.C.S.M.F.E., Vienna, vol. 2.1, pp. 57-79.
- GOLDER H.Q. (1971): «The Allowable Settlement of Structures». Proc. 4th Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Puerto Rico, vol. I, pp. 171-187.
- GRANT R., CHRISTIAN J.T., VANMARKE E.M. (1974): «Differential Settlement of Buildings». J. Geotechnical Div. A.S.C.E., vol. 100, GT9.
- HAIN S.J., LEE I.K. (1978): «The Analysis of Flexible Raftpile Systems». Geotechnique 28, n. 1, pp. 65-83.
- JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1979): «Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono». 9° Ciclo di conferenze dedicato ai problemi di Meccanica dei terreni e Ingegneria delle Fondazioni, Politecnico di Torino.
- MEYERHOF G.G. (1979): «Soil-Structure Interaction and Foundation». S.O.A. Report, 6th Pan-Am. Conf. SMFE, Lima, Perù.
- MIGLIACCI A. (1980): «I dissesti statici negli edifici monumentali e nei monumenti». Atti XIV Convegno Naz. di Geotecnica, Firenze, vol. III, pp. 203-215.
- MILLIGAN G.W. (1983): «Soil Deformation near anchored sheet-pile walls». Geotechnique 33, n. 1, pp. 41-55.
- PECK R.B. (1969): «Deep Excavations and Tunneling in soft Ground». Proc. 7th I.C.S.M.F.E., Mexico, State-of-the Art Volume, pp. 225-290.
- PECK R.B. (1969): «Advantage and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics». Geotechnique, vol. 19, n. 2, p. 171.
- PISCITELLI P. (1984): «Problemi progettuali e tecnologici relativi ad alcune realizzazioni di linee ferroviarie e metropolitane in Roma». Gallerie e grandi opere sotterranee, anno VII, n. 19/20, pp. 101-105.
- POLSHIN D.E., TOKAR R.A. (1957): «Maximum allowable non-uniform settlement of structures». Proc. 4th I.C.S.M.F.E., vol. I, p. 402.
- POTTS D.M., FOURIE A.B. (1984): «The Behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical experiment». Geotechnique 34, n. 3, pp. 383-404.
- POULOS H.G. (1981): «Soil-Structure interaction». General Report, 10th I.C.S.M.F.E., Stockholm, vol. IV.
- RACCOMANDAZIONI AICAP (1983): «Ancoraggi nei terreni e nelle rocce». Roma.
- RADOGNA E.F. (1980): «Sul comportamento di edifici intelaiati di c.a. indotto dalla costruzione di gallerie poco profonde: Problemi metodologici e spunti critici». Atti XIV Conv. Naz. di Geotecnica, Firenze, vol. III, pp. 125-127.
- SANTUCCI DE MAGISTRIS E., VIGGIANI C. (1977): «Modelli di interazione terreno-fondazione in campo statico e dinamico». 8° Ciclo di Conferenze, Politecnico di Torino.
- SCHMITT P. (1984): «Etude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples». Revue Française de Géotechnique, n. 28, pp. 27-40.
- SILVESTRI T. (1983): «Intervento di Panel». Atti XV Convegno Naz. di Geotecnica, Spoleto, vol. III, pp. 253-260.
- SKEMPTON A.W., PECK R.B., Mc DONALD D.H. (1955): «Settlements Analysis of fix structures in Chicago and London». Proc. I.C.E., Pt. I, vol. 4, p. 525.
- SKEMPTON A.W., Mc DONALD D.M. (1956): «Allowable Settlement of Buildings». Proc. I.C.E., Pt. 3, vol. 5.
- SOMMER H. (1979): «Recent findings concerning allowable differential settlements of structures. Criteria of damage». Proc. 7th E.C.S.M.F.E. Design Parameters in Geotechnical Engineering, Brighton, vol. III, pp. 275-280.
- STARZEWSKI K. (1974): «Discussion of Allowable Settlement of Structures». Proc. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge Univ., pp. 808-810.
- TAN D.Y., CLOUGH W.G. (1980): «Ground Control for Shallow Tunnels by Soil Grouting». J. of Geotechnical Engineering Div. A.S.C.E., vol. 106, GT 9.
- WAHLS H.E. (1981): «Tolerable Settlement of Buildings». J. of Geotechnical Engineering Div. A.S.C.E., GT 11.



«ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1985» - Riva del Garda, 2-4 Maggio

TEMA A: IL PRECOMPRESSO: CARATTERI EVOLUTIVI E TECNOLOGIE AVANZATE

## La precompressione: qualche considerazione sulla sua evoluzione

Relazione su invito: Prof. Ing. Riccardo Morandi

Dovendo parlare di una materia ben nota e rivolgendomi soprattutto ad un uditorio di specialisti, salto a piè pari ogni definizione e notizia storica per passare direttamente, specialmente per i più giovani, a mettere in luce qualche aspetto più determinante, a mio avviso, sia per dare ragione del fulmineo sviluppo della precompressione, sia per indicare i sentieri più facilmente percorribili per una evoluzione futura.

Come è ben noto, l'idea di indurre, ai fini di modificare le caratteristiche di resistenza di un solido, una distorsione, è passata dal piano puramente scientifico all'applicazione tecnica a partire dagli inizi degli anni trenta, benché, specialmente per la realizzazione di tubi a pressione di calcestruzzo armato, ci fossero stati proprio in Italia alcuni timidi tentativi.

L'idea è esplosa contemporaneamente in più luoghi (come succede sempre quando questa sia matura) ed ha preso voga la coazione indotta in una trave sottoposta a flessione e taglio, con l'intento di utilizzare completamente la sua sezione mediante un opportuno spostamento di piano neutro, quando essa fosse stata costituita da un materiale poco o nulla resistente a trazione.

All'idea, come già detto nata a parecchi contemporaneamente ed in parecchi luoghi diversi, si è accompagnata subito la serie delle difficoltà tecnologiche, rappresentate soprattutto dalla ricerca della certezza della manenza della coazione nel tempo, pur attraverso tutte le vicissitudini di una struttura nel suo ambiente.

E da qui la ricerca, fondamentale, della determinazione degli ordini di grandezza delle sollecitazioni unitarie dei due materiali all'atto della coazione, tale per cui il vantaggio della coazione stessa non venisse vanificato (od almeno ridotto a valori trascurabili) nel tempo, per effetto di tutti quei fenomeni che dopo si convenne chiamare «perdite susseguenti».

In questa sede ovviamente non mette conto di spendere parole per enumerare i vantaggi diretti ed indiretti del trattamento di precompressione. Vale piuttosto la pena di esaminare alcuni aspetti particolari, allo scopo soprattutto di mettere in evidenza qualche inconveniente occorso (con qualche conseguente delusione), allo scopo di affidarne sempre più l'eliminazione al processo di affinamento tecnico e tecnologico.

### Il rendimento delle strutture

Definendo «il rendimento» di una struttura il rap-

porto tra le sue tensioni interne per sopportare il carico utile e quelle per sopportare il detto carico più il peso proprio della struttura stessa, ovviamente l'omogeneizzazione di dette strutture, operata a mezzo della precompressione, ne migliora, per evidenti ragioni, notevolmente tale rapporto.

Migliorare il rendimento significa ridurre gli spessori (anche per l'ausilio offerto dall'andamento dei cavi alle tensioni di taglio) in concomitanza con la tendenza ad esasperare i valori delle resistenze caratteristiche del calcestruzzo, spesso di difficile realizzazione pratica almeno per il suo confezionamento in cantiere.

Tali tendenze hanno prodotto una serie di inconvenienti, soprattutto per degradazione del manufatto, dovuti agli agenti esterni e per molti casi all'insorgenza di sovratensioni non previste.

In conclusione certe esasperazioni della ricerca dell'oggetto più leggero possibile e quindi di massimo rendimento hanno prodotto una struttura molto vulnerabile agli attacchi del tempo (con tutte le sue imprevedibili vicissitudini), tanto da consigliare un acquetamento di certi entusiasmi del resto propri ad ogni neofitismo.

Un esempio per tutti:

Si è arrivati al punto di progettare ed eseguire impalcati da ponte della luce fino a 35 metri e della larghezza di 11 metri con una quantità di calcestruzzo di circa 0,30 metri cubi per metro quadrato di impalcato stradale, con soletta dello spessore di cm. 16 e nervature con anima dello spessore anch'esso di 16 cm.

Oggi, dopo qualche anno, ci accorgiamo quanti inconvenienti hanno prodotto nel tempo tali exploits e come sia stato necessario ricorrere ai ripari con congrui aumenti di spessori.

### La fessurazione

Una conseguenza immediata del concetto di omogeneizzazione è rappresentata dalla soppressione concettuale della fessurazione, nei limiti di esercizio o di riduzione al minimo di essa con la costituzione di una soglia limite.

Questo in linea di massima è stato ben confermato dal confronto con quel diffuso stato di fessurazione pressoché generalizzato nelle strutture di calcestruzzo con armature lente, queste ben più sollecitate che non in tempi passati.

Ciò nonostante, la difficoltà in parecchi casi di ben distribuire l'armatura pretesa o post-tesa determina lo

stesso la formazione di fessurazione di strutture pre-compresse, specialmente in corrispondenza dei nodi di sistemi iperstatici e nelle vicinanze di testate in cui spesso risulta difficile la determinazione dell'andamento delle tensioni risultanti.

A questo occorre aggiungere alcune perplessità rilevatesi nei vari metodi di calcolo per le sollecitazioni di taglio delle strutture precomprese.

Da qui, anche per le dette strutture precomprese, è stato necessario considerare una certa tolleranza sulle fessurazioni, limitandone però l'accettabilità dell'ampiezza, quasi a sanzionare, « ob torto collo », la loro ineluttabilità, determinando però contemporaneamente una soglia limite di cemento della struttura che ne giustificasse l'insorgenza, pur mantenendo la sua caratteristica di comportamento.

### L'autostabilità

E' ben noto che una struttura, munita di sforzo di precompressione passante lungo il suo asse baricentrale longitudinale, risulta affetta da un alto grado di amplificazione dei limiti imposti dall'instabilità elastica (ad esempio in un pilastro verticale) soltanto però quando si sia certi della reale esatta posizione della risultante dello sforzo di precompressione. Cosa questa non facilissima per evidenti probabilità di imperfezione di esecuzione, tenendo altresì conto delle notevoli forze in gioco che, anche per piccole eccentricità, possono determinare notevoli inconvenienti.

### Le strutture particolari sottoposte a regimi di tensioni di trazione

E qui rientriamo in una vasta categoria di applicazioni in cui il calcestruzzo precompresso acquista un prezioso comportamento: sia quando al dovuto grado di resistenza e di bassa deformabilità aggiunge quello dell'impermeabilità ai liquidi ed alle radiazioni (le tubazioni a pressione, i serbatoi ed i vessels per reattori), sia quando risulti usato come una semplice membratura sottoposta essenzialmente a trazione. Questa, inserita in un contesto di altre membrane sottoposte ad altri stati di sollecitazione, permette la considerazione del comportamento di un sistema omogeneo, con tutti i vantaggi ben noti agli specialisti.

Mi riferisco in particolare ad un tirante di acciaio coinvolto entro una guaina di calcestruzzo posta in stato di pretensione di compressione tale per cui il valore di trazione indotto in esso dalle vicissitudini di esercizio non risultasse mai maggiore, con i dovuti margini di sicurezza.

Anche in questo caso l'esperienza ha prodotto qualche delusione, specialmente nel caso in cui la variazione geometrica del solido, dovuta alla contrazione visco-plastica, è risultata impedita al disopra di un certo limite, a parte qualche difficoltà di esecuzione.

### La manenza degli stati tensionali di coazione

Tutto è piuttosto semplice per il caso di una struttura staticamente determinata con i sufficienti gradi di libertà ed in cui si usino acciaio stabilizzato e calcestruzzo ben confezionato a basso indice di viscosità.

Si tratta quindi di una prevedibilità della manenza degli stati di tensione con variazioni nel tempo ben determinabili e che l'esperienza ha ormai ampiamente confermato.

Le cose invece si complicano quando, dovendo operare in strutture spesso complesse a più membrane, con fenomeni di ridistribuzione nel tempo dei campi tensionali per effetti visco-plastici, in presenza di effetti per variazioni di temperatura (per di più in regime evolutivo di realizzazione del sistema stesso), ci si è accorti in parecchi casi della necessità, dopo qualche spiacevole insuccesso, di un ben maggiore approfondimento delle calcolazioni (in questo aiutati dai nuovi mezzi a disposizione) e della necessità di poter disporre di sistemi di precompressione atti ad essere variati in intensità, almeno nel tempo di costruzione, per fasi successive del sistema stesso e per un certo, magari breve, periodo di adattamento visco-plastico.

Ed a questo punto, anche perché non so se ne avrei il tempo, mi astengo dal soffermarmi su altri ben importanti capitoli che mi porterebbero lontano e che mi accontento soltanto di citare.

Mi riferisco ai problemi connessi con il comportamento dinamico di una struttura in cui evidentemente (per citare la più immediata delle conseguenze) la disposizione dei cavi entro un nodo deve tener conto dell'alternanza dei sensi delle sollecitazioni e quindi obbliga ad uno studio completamente diverso, da esaminare attentamente caso per caso.

Cito infine le notevoli complicazioni di indagini e conseguentemente di possibilità di indeterminazione quando si usa, come qualche volta si è tentato, la struttura composta di materiali di diverso comportamento nel tempo e di diverse caratteristiche meccaniche ed elastiche.

E vengo ora ad occuparmi di qualche problema sulla tecnologia per l'induzione della precompressione.

### I materiali

Ormai può affermarsi che si è creata una sufficiente esperienza per la scelta dei materiali:

#### *I calcestruzzi*

L'uso di appropriati componenti e di appropriati additivi, ovviamente in un contesto di ben curato magistero di lavorazione, conduce a risultati di resistenza, di impermeabilità e di deformabilità, istantanea e susseguente, notevolmente soddisfacenti ed appropriati all'uso per strutture, anche di particolare importanza e delicatezza.

Questo per ora senza sentire la necessità di intrattenersi sui calcestruzzi di eccezionali resistenze (i mitici 1000 Kg/cm<sup>2</sup>) forse di conveniente uso per casi particolarissimi.

Resta qualche dubbio, per alcune Regioni Italiane, per le qualità intrinseche di resistenza meccanica (ed in qualche caso chimica) degli inerti, con il conseguente obbligo di ricerche molto accurate e con ampie zone da esplorare.

Mi sembra ora che valga la pena di soffermarci un poco sulla « vexata questio » dei calcestruzzi leggeri.

Facendo sempre riferimento al concetto del rendimento, ovviamente l'importanza della densità del cal-

cestruzzo varia notevolmente al variare dell'applicazione specifica, non dimenticando però che, per una struttura precompressa, i valori del modulo elastico, del coefficiente di ritiro e di viscosità acquistano molta importanza per caratterizzare una buona scelta del calcestruzzo.

Non solo, ma occorre operare alcune fondamentali distinzioni sulle categorie dell'applicazione da prendere in considerazione:

1) Si tratti di un solaio prefabbricato del tipo a TT della luce di ml 10,00 per una copertura con modesto sovraccarico, da porsi in opera quale struttura isostatica con i relativi gradi di libertà per le variazioni di geometria dovute a variazioni di temperatura ed a contrazioni viscosi.

Ovviamente in questo caso la possibilità di usare calcestruzzo con una densità di 1500/1600 Kg/mc rappresenterebbe un aumento del rendimento del 20% (rispetto ad analogo solido costruito con calcestruzzo della densità di 2500 Kg/mc).

2) Si tratti di un ponte di media importanza la cui unica travata isostatica della luce, ad esempio, di 30,00 ml e della larghezza di 10 metri, presenti accettabili caratteristiche di elasticità, ritiro e contrazione viscosa con l'uso di calcestruzzo leggero della densità di 1600 Kg/mc. In tal caso si otterrà l'aumento di rendimento del 13%, sempre rispetto all'uso di calcestruzzo ordinario, per quanto si riferisce al solo impalcato.

3) Prendo infine in considerazione una grande opera di notevole luce, consistente in un sistema spaziale continuo, iperstatico (anche rispetto ai vincoli) e totalmente precompresso.

In tal caso il calcolo dell'aumento del rendimento non risulta di valore molto interessante se sostituisco al calcestruzzo di densità 2500 un calcestruzzo da 1500/1600, poiché nel progetto sono naturalmente portato ad usare alte ed altissime resistenze caratteristiche che non potrei mai raggiungere con calcestruzzi leggeri. Non solo ma, per questi ultimi, il più alto valore delle caratteristiche di deformabilità (istantanee e susseguenti) ed il maggiore indice di ritiro, determinano variazioni di sollecitazione delle strutture (le ridistribuzioni) di cui bisogna tener conto, specialmente a fronte di una costante quale la coazione indotta.

Tutti elementi che bisogna ben ponderare prima dell'adozione del calcestruzzo leggero.

Debbo aggiungere però, tanto per la precisione, che nel calcolo delle variazioni di rendimento ho trascurato i vantaggi indiretti dell'uso del calcestruzzo leggero quali ad esempio quelli sui trasporti, sui supporti e sulle fondazioni.

In conclusione, quindi, gli studi sulle applicazioni del calcestruzzo leggero possono ancora non considerarsi giunti ad uno stadio tale per cui sempre ed in ogni caso se ne possa consigliare l'adozione. Questo senza considerare l'aspetto economico della questione.

### L'acciaio

In questi ultimi anni la tecnologia di produzione degli acciai ad altissima resistenza per cavi di precompressione ha fatto passi molto lunghi: basta citare le caratteristiche di resistenza sempre in aumento, la stabilità ormai sotto controllo, la possibilità dell'uso di trefoli di sempre maggiore diametro, il trefolo rivestito per tiranti e tante altre particolarità sempre in miglioramento.

### Il sistema di precompressione

E' ora il caso di spendere qualche parola su un'altra « vexata questio » che ha visto da tempo la creazione di due partiti ed alcune prese di posizione, forse affrettate, da parte di qualche Amministrazione.

Mi riferisco al dualismo tra l'adozione dei cavi scorrevoli e dei cavi aderenti. Questo a mio avviso è un falso problema: falso nel senso che non frequentemente la scelta di un sistema o dell'altro rappresenta un dilemma.

Si tratta cioè del caso che possediamo due mezzi tecnologici per porre in coazione, una struttura, ambedue validi ed efficaci, che si rivolgono però a due ben diverse categorie di applicazioni di uno stesso principio tecnico.

Questo è noto e parlarne è quasi tempo perso, ma ritengo opportuno ordinare un po' le idee per evitare confusioni e soprattutto, ripeto, prescrizioni drastiche da parte di Committenti.

I due mezzi rappresentano, come già detto, la possibilità di trattare strutture e situazioni completamente diverse, come tenterò più sotto di chiarire:

#### Cavi aderenti

Si tratta di cavi pretesi nel senso che la loro tensione avviene prima di essere coinvolti dal getto del cemento, come è ben noto.

Si tratta cioè di un sistema direi insostituibile per componenti di piccole e modeste dimensioni, tutti da prefabbricarsi in serie e che mal sopporterebbero l'ingombro degli apparecchi di bloccaggio.

Ovviamente si tratta di elementi destinati a rimanere indipendenti, oppure che il loro eventuale legame con altre strutture avvenga per il tramite di organi indipendenti dal mezzo di coazione adottato.

A questo proposito, chiedendo il permesso di uscire un poco dal tema che mi sono prefisso, consiglieri di porre una maggiore attenzione (come ho più sopra accennato) agli spessori delle membrature delle componenti prefabbricate, la cui esiguità determina un serio pericolo per la durevolezza delle armature precomprese, difese spesso dalle aggressioni esterne soltanto da non molti millimetri di calcestruzzo, come altresì proibirei rigorosamente il montaggio di parti prefabbricate, quali solai o travi, sui relativi supporti senza dispositivi di legamento.

Quanti stabilimenti abbiamo visto crollare in questi ultimi anni per mancanza di legamenti sotto azioni orizzontali e non soltanto sismiche!

Quando, come ormai spesso avviene, l'uso di cavi aderenti si estende ad elementi di notevoli dimensioni, ad esempio per le travi da ponte, non è da rilevarsi alcuna controindicazione, specialmente per il caso che ogni trave sia l'elemento componente portante di un attraversamento ad una sola luce. Da notare però che ogni trasformazione vincolare non potrà avvenire se non mediante l'inserimento, in posizione opportuna, di cavi scorrevoli.

E questo è il primo esempio dell'uso contemporaneo dei due sistemi, come chiarirò meglio in seguito.

#### Cavi scorrevoli

I cavi cosiddetti scorrevoli, perché sono attrezzati in maniera da poter scorrere lungo una propria sede praticata entro il calcestruzzo già indurito, appaiono immediatamente più adatti per precomprimere strutture

di qualsiasi dimensione perché, soprattutto la reazione all'azione di tesatura, è offerta dal calcestruzzo.

Tali cavi inoltre si prestano per opere complesse in cui è possibile realizzare sistemi elastici continui spaziali, da completarsi in fasi successive, con la possibilità di regolare, correggere ed eliminare tutte le modificazioni agli stati tensionali interni, derivanti dalle interazioni specialmente per le dette fasi successive e per la regolazione finale delle post-tensioni.

Il sistema, pur presentando i suoi inconvenienti, è a mio avviso insostituibile per il più qualificato sviluppo della civiltà del calcestruzzo precompresso.

Infatti la tecnologia del cavo scorrevole ha percorso, specie in questi ultimi anni, un notevole cammino di perfezionamento e non c'è mese, si può dire, in cui non compaia qualche novità, piccola o grande, per raggiungere risultati sempre migliori.

Possiamo ben affermare che dopo un periodo piuttosto artigianale ed approssimato, in questi ultimi tempi si sta svolgendo un sistematico processo di approfondimento dei vari problemi, frutto soprattutto di studi effettuati da Commissioni di specialisti.

Resta ancora molto da fare nel campo della sicurezza della protezione dei cavi alle aggressioni, per la quale però l'uso di ogni ritrovato, quanto più sofisticato esso sia, deve essere preceduto dall'estrema cura della compattezza e dell'impermeabilità del calcestruzzo entro cui il cavo risulterà inserito, come molti anni di osservazioni mi permettono di affermare.

Per ritornare ora alla tecnologia più avanzata (per ora) del cavo scorrevole, si possono elencare le seguenti più recenti acquisizioni; chiedendo venia se ne dimentico qualcuna:

— La tendenza all'aumento del diametro teorico del trefolo con tendenza all'aumento della resistenza meccanica dell'acciaio e della sua stabilità nel tempo.

— La tesatura contemporanea di tutti i trefoli appartenenti ad un unico cavo.

— La migliore configurazione di distribuzione della tensione nell'interno delle testate subito a valle degli apparecchi di bloccaggio, con tendenza alla riduzione delle dimensioni dell'ingombro della piastra di ripartizione, senza peraltro aumentare eccessivamente le tensioni unitarie nel calcestruzzo al contatto con le piastre stesse.

— La sempre più rapida ed agevole operazione di tesatura, cosa questa di notevolissima importanza quando si noti che la pratica della successiva variazione del sistema vincolare, nel montaggio di strutture complesse anche con componenti non prefabbricati, obbliga alla notevole ripetitività delle operazioni di post-tensione.

— Il maggiore approfondimento della determinazione dell'entità delle influenze parassite ai fini della più corretta distribuzione della coazione in tutte le sezioni della struttura.

— La capacità sempre maggiore di controllo a mezzo delle varie operazioni necessarie.

\* \* \*

Desidero ora concludere queste mie osservazioni con il ribadire il concetto della necessità della coesistenza della pretensione e della post-tensione dei cavi, anche perché risultano sempre interessanti tutte quelle applicazioni in cui i due sistemi possono essere usati contemporaneamente, nel senso che in speciali casi un oggetto anche di buone dimensioni può essere costruito in stabilimento e trasportato in cantiere ove può essere reso solidale ad altre strutture a mezzo di post-tensione di cavi scorrevoli entro fori appositamente predisposti nel getto.

In molti casi tali accorgimenti progettuali, mentre permettono di utilizzare i vantaggi di ambedue i sistemi, permettono altresì di condurre all'eliminazione di certi inconvenienti secondari nei campi della funzionalità e della durevolezza. A questo proposito cito ad esempio la notevole quantità di ponti il cui impalcato è costituito da elementi standard tutti semplicemente appoggiati, spessissimo di modeste luci per comodità di trasporto e di montaggio.

Risultato: una sede stradale divisa trasversalmente in tanti tronconi funzionalmente saldati da tanti giunti che hanno determinato seri problemi da poter a mala pena dominare con una continua e costosa manutenzione.

Oggi siamo in piena respiscenza ed è risultata buona norma progettuale adottare partiti tali che i giunti della sede stradale siano ridotti al minimo numero possibile.

Questo sta producendo, e certamente produrrà ancora, notevoli variazioni alla fondamentale filosofia della progettazione dei ponti di calcestruzzo precompresso, non dimenticando che anche la via ferrata sta attraversando la medesima evoluzione concettuale.

Ringrazio l'uditorio della cortese attenzione e ripeto ancora una volta che, specialmente a siffatto uditorio, ho sciorinato un bel numero di luoghi comuni e di notizie ben note, ma desidererei che non si dimenticasse che sono tra i più anziani precompressisti Europei e quindi il mio punto di vista ha almeno il valore di ribadire, dopo tanti anni, una fede a cui ho sempre creduto, per una materia che merita ancora molto studio per un ben maggiore sviluppo.

# L'Eurocodice 2: Regole unificate comuni per le costruzioni cementizie

Relazione su invito: Prof. Ing. Franco Levi

## 1. Premessa

Da quasi dieci anni la Comunità Europea ha intrapreso un ambizioso programma per l'armonizzazione delle disposizioni legislative, regolamentari e amministrative riguardanti la sicurezza, la funzionalità e la durata dei vari tipi di costruzioni; tale iniziativa dovrebbe tradursi nella elaborazione di otto eurocodici riferiti rispettivamente ai seguenti temi <sup>(1)</sup>: regole comuni di sicurezza (1), strutture cementizie (2), strutture in acciaio (3), costruzioni miste acciaio-calcestruzzo (4), costruzioni in legno (5), muratura (6), fondazioni (7), costruzioni in zona sismica (8). Scopi dichiarati: eliminare gli ostacoli al funzionamento del Mercato Comune, consentire l'applicazione della Direttiva Comunitaria sugli appalti, rinforzare la competitività dell'industria europea nei paesi terzi, fornire una base di riferimento per le Regole comuni sui prodotti destinati alla costruzione.

E' interessante osservare che l'iniziativa comunitaria ricalca la proposta formulata nel 1975 dal C.E.B. di realizzare, in collaborazione con le altre Associazioni del settore, un sistema internazionale unificato di regolamenti tecnici d'ingegneria civile; proposta che si è tradotta nella pubblicazione di una serie di « codici modello » (intendendo « modello » come « riferimento ») che copre praticamente tutti gli argomenti previsti per gli Eurocodici.

A scanso di malintesi, è importante definire sin dall'inizio quale dovrebbe essere il campo di applicazione e la portata dei codici comunitari. Come precisato nella Prefazione, essi si propongono di fornire un insieme di regole per la concezione e la progettazione che potranno essere adottate nell'ambito della Comunità « in alternativa » ai corrispondenti regolamenti nazionali. Sussiste tuttavia una differenza fra l'EC1 e gli altri documenti. Mentre i singoli Eurocodici hanno carattere operativo, l'EC1 costituisce un quadro di riferimento destinato a fornire ai vari comitati di redazione gli elementi per l'impostazione dei principi di base del calcolo e dell'esecuzione. Per armonizzare la forma di presentazione di tali principi generali, è stato anzi creato un Comitato di coordinamento Intereurocodici che ha redatto un « capitolo tipo » applicabile alle varie tecnologie.

Un aspetto molto importante della prima fase di armonizzazione è la facoltà lasciata agli Stati membri di fissare i livelli di sicurezza secondo le proprie esigenze. A tal fine, ogni nazione potrà scegliere autonomamente

i valori dei coefficienti parziali di sicurezza. Si spera tuttavia che, nel prosieguo, si possa gradualmente giungere a dei valori unificati. Altri aspetti che, per ora, vengono lasciati sotto la responsabilità delle autorità nazionali: le modalità di controllo del progetto e dell'esecuzione, le procedure di accettazione e collaudo, le prescrizioni su argomenti che esulano dal campo di applicazione degli Eurocodici.

## 2. Aspetti specifici del progetto di Eurocodice 2

Si tratta del documento relativo al cemento armato ordinario e precompresso. Esso è stato redatto da un gruppo di redazione (o « Drafting Panel ») costituito da sei esperti del CEB, operanti a titolo personale, sotto la guida di un « Animatore » <sup>(2)</sup>. Nei riguardi di tale gruppo, il CEB ha assunto una posizione d'incoraggiamento, in quanto riteneva di aver interesse a favorire l'applicazione concreta delle Raccomandazioni Internazionali e del Model Code messi a punto con molta fatica negli ultimi decenni. Invece la FIP (coautrice delle Raccomandazioni del 1970 e del Model Code del 1978) non si è impegnata. Aggiungiamo che, nella sua forma attuale, l'EC2 viene considerato come un rapporto del Gruppo di redazione destinato all'inchiesta pubblica e non come una proposta comunitaria. Si precisa tuttavia che il Gruppo ha operato secondo gli orientamenti fissati dal Comitato Direttivo e dal Comitato Intereurocodici istituito dalla CEE.

La Prefazione all'EC2, redatta quasi interamente dal Comitato Intereurocodici, fa rilevare che una effettiva unificazione presupporrebbe l'esistenza di specifiche comuni sui valori delle azioni e sulle loro combinazioni, sulla definizione di valori caratteristici delle resistenze, sulle modalità di controllo dei materiali, sulle disposizioni costruttive, ecc. Tutti elementi sui quali si riscontrano tuttora notevoli divergenze fra i paesi membri della Comunità. In mancanza di documenti unificati, si dovrà quindi, all'inizio, fare riferimento ai progetti di norme internazionali esistenti o, al limite, a delle norme nazionali considerate accettabili ed assunte quali strumenti operativi provvisori. In un secondo tempo, si dovrebbero mettere a punto delle normative di portata generale. In merito, la Prefazione osserva che le maggiori difficoltà riguardano le azioni per le quali le differenze da paese a paese sono tuttora fortissime. La situazione è invece migliore per la classificazione dei

<sup>(1)</sup> I numeri fra parentesi sono quelli che contraddistinguono i singoli documenti normativi.

<sup>(2)</sup> Il Drafting Panel dell'EC2 comprendeva: Prof. F. Levi (animatore), Dr. Litzner (RFT), Prof. Perchat (F), Dr. Saillard (F), Dr. Short (GB), Dr. Stiller (RFT).

materiali per i quali sono già disponibili alcune proposte avanzate da organismi autorevoli quali la Rilem e il C.I.B., talvolta avvalorate dall'ISO o dal C.E.N. L'incertezza della situazione spiega comunque la libertà lasciata ai Paesi membri per la fissazione dei livelli di sicurezza.

Tutto ciò premesso, gli Organismi direttivi della Comunità si sono posti il problema di consentire una discussione concreta delle bozze di Eurocodici messe all'inchiesta pubblica ed anche, eventualmente, la loro introduzione sin d'ora entro capitolati di appalto. A tal fine era necessario assumere, a titolo puramente indicativo, dei valori numerici dei fattori parziali di sicurezza. Per quanto riguarda le proprietà dei materiali, per le quali, come si è detto, esistono già alcuni accordi di principio, il Comitato di Redazione è stato autorizzato a proporre dei valori di tentativo fondati sulla migliore documentazione disponibile. Tali valori sono inclusi nel testo ma presentati con una notazione speciale (inquadramento a tratto continuo) che ne sottolinea il carattere provvisorio. In pratica si ammette che, alla base dei valori indicati, sussista un accordo sulla definizione dei valori caratteristici delle proprietà dei materiali e sulle relative modalità di accertamento, sul livello di qualificazione della mano d'opera, sui livelli di controllo, infine sull'adozione di formule di verifica tendenzialmente conservative. Invece, per i coefficienti parziali applicati alle azioni e per la definizione dei valori rappresentativi, tenendo presenti le divergenze in atto e la libertà concessa ai vari Paesi per la determinazione dei livelli di sicurezza, sono stati riportati a titolo puramente orientativo nella stessa Prefazione i valori che figurano nel Codice Modello del 1978.

Rispetto agli altri documenti della serie, l'Eurocodice n. 2 comporta alcune particolarità di presentazione adottate dal « Drafting Panel » per adeguarne il contenuto agli attuali orientamenti prestazionali e, nel contempo, facilitare il raggiungimento di un accordo sia sul piano tecnico che su quello politico.

L'attuale proposta, che costituisce in realtà la terza bozza del documento, suddivide gli argomenti trattati in *Principi* (contrassegnati dalla lettera P e segnati nel testo con una linea verticale a margine) nei quali sono riportate le « esigenze » (Requirements) ed i corrispondenti criteri di soddisfacimento *Regole di Applicazione* (contrassegnate dalla lettera A) che includono i criteri quantitativi di soddisfacimento e le regole pratiche di applicazione.

Come si vede, la terminologia e le intenzioni sono quelle dei regolamenti detti « prestazionali », nei quali la presentazione si ispira agli orientamenti della logica formale per facilitare il compito degli utilizzatori nel rispettare tutti i requisiti ed evitare dimenticanze o ripetizioni. Nel caso particolare, tuttavia, si è voluto altresì classificare il contenuto secondo due diversi livelli giuridici: si prevede infatti che i Principi assumano carattere cogente, mentre le Regole di Applicazione sono considerate come uno dei metodi atti a rispettare i Principi, senza escludere tuttavia che si possa conseguire lo stesso risultato adottando regole diverse. E' evidente che tale diversificazione dovrebbe facilitare il conseguimento di accordi a seguito dell'inchiesta pubblica. Aggiungiamo che Principi e Regole differiscono anche per quanto attiene ai riferimenti bibliografici. Nei Principi sono citati, con una presentazione tipografica specifica, solo documenti frutto di un vasto consenso internazionale e considerati in pieno accordo con gli orientamenti

concettuali adottati (in pratica, il Model Code CEB - FIP 1978 ed i suoi Complementi ed Allegati; le Raccomandazioni e Guide della FIP); nelle Regole viene, invece, richiamata una bibliografia più vasta, atta a fornire orientamenti per l'approfondimento di taluni argomenti complessi. Con tali artifici si è potuto evitare di appesantire eccessivamente il testo. Da notare, incidentalmente, che l'articolazione dei Principi e delle Regole è leggermente diversa nel capitolo 2.1 (Basi per il progetto), redatto secondo il modello preparato dal Comitato Intereurocodici, rispetto agli altri capitoli formulati dal Drafting Panel. La differenza dovrebbe scomparire nell'edizione definitiva.

In una recente riunione del Comitato Intereurocodici i criteri testè esposti sono stati ulteriormente precisati. In primo luogo è stato deciso di estendere a tutti gli Eurocodici la distinzione fra Principi e Regole, essendo inteso che i Principi devono essere individuati astraendo, nella trattazione dei vari argomenti, i concetti generali correlati alle esigenze generali di sicurezza e funzionalità. Dal punto di vista della presentazione, si è deciso che le Regole dovranno seguire immediatamente i Principi corrispondenti (come nel capitolo tipo). Per facilitare il raggiungimento di un accordo, i singoli comitati di redazione sono d'altra parte stati autorizzati, per un numero limitato di argomenti particolarmente controversi, a proporre alternative fra Regole diverse, purché tutte conformi ai Principi. Ciò consentirà di eliminare i commenti che sono stati provvisoriamente introdotti nei documenti sui quali si sta svolgendo l'inchiesta pubblica. Non è neppure escluso che, nella fase operativa, si lasci ai progettisti la possibilità di modificare le regole specifiche, salvo a dimostrare l'equivalenza ai Principi delle modalità prescelte. Infine, il Comitato Intereurocodici ha deciso di creare un gruppo di lavoro incaricato di avviare l'unificazione dei regolamenti sulle azioni.

### 3. Cenni sul contenuto tecnico dell'EC2

Come già ripetutamente osservato, l'EC2 costituisce essenzialmente un adattamento del Model Code CEB - FIP del 1978 alle esigenze comunitarie. Un comitato formato da sei persone, senza alcun supporto tecnico, non poteva infatti pretendere di rimaneggiare profondamente il frutto di quasi trent'anni di lavoro di centinaia di specialisti operanti nell'ambito di autorevoli organismi internazionali. L'opera del Drafting Panel è quindi soprattutto consistita nel modificare la presentazione in senso prestazionale, nel riordinare la trattazione degli argomenti riguardanti i dati di base inerenti alla sicurezza secondo le direttive del Comitato Intereurocodici, nello snellire l'esposizione di taluni problemi complessi, infine nel riordinare e completare la presentazione dei capitoli del Model Code considerati poco chiari o incompleti. Anche con queste limitazioni, la realizzazione delle tre versioni in francese, inglese e tedesco dell'EC2 ha comunque richiesto un lavoro considerevole. Nel seguito illustreremo brevemente alcuni degli aspetti più significativi del documento attualmente in discussione.

Basi per il progetto: i principi di sicurezza, enunciati nell'EC1 e ripresi dal capitolo 2.1, sono fondati sul metodo semiprobabilistico agli stati limite. Un tentativo di reintrodurre le tensioni ammissibili è stato scartato dal Comitato Direttivo, in quanto si è ritenuto impossibile realizzare una unificazione internazionale sulla base di un metodo a carattere convenzionale. E' interessante segnalare una modifica di notazione riguardante la sud-



divisione dei fattori di sicurezza destinata a mettere in evidenza l'incertezza di modello. La corrispondenza è la seguente:

Model Code	Eurocodice
$\gamma_{ft}$	$\gamma_{sd}$
$\gamma_{fs}$	$\gamma_f$
$\gamma_f$	$\gamma_F$
$\gamma_{m1}$	$\gamma_{Rd}$
$\gamma_{m2}$	$\gamma_m$
$\gamma_m$	$\gamma_M$

Senza entrare nei dettagli, riteniamo di poter affermare che i progressi conseguiti nella stesura dell'EC1 rispetto al primo volume del Model Code hanno consentito di migliorare sostanzialmente la presentazione del tema « sicurezza », in particolare per quanto attiene alla definizione degli stati limite e delle situazioni di progetto, alle modalità di applicazione dei fattori di sicurezza, alle regole di combinazione delle azioni, alla definizione delle esigenze inerenti alla qualità.

Concezione e metodi di analisi globali: in questo campo sono solo stati apportati alcuni miglioramenti nella forma di presentazione.

Situazione analoga per i capitoli sui materiali ed i dati riguardanti la precompressione. In quest'ultimo campo due grafici molto espressivi mettono in evidenza la sequenza delle perdite e delle cadute di tensione, facilitando così il compito del progettista e guidandolo nella scelta dei gradi di approssimazione.

Nelle verifiche agli stati ultimi per sollecitazioni normali e tangenziali sono previste, in forma di commento, alcune alternative riguardanti l'eccentricità minima di pressoflessione, la forma del diagramma di deformazione del calcestruzzo, la possibilità di scelta del metodo di verifica al taglio (per il metodo detto « affinato » si rimanda tuttavia al Model Code). Per il punzonamento sono stati introdotti elementi ricavati dai complementi al Model Code.

Il capitolo sulla presa in conto degli effetti del secondo ordine è stato sostanzialmente riordinato e ridotto, con possibilità di riferimento ai documenti CEB-FIP. Per la definizione della snellezza è stata prevista una alternativa fra la definizione classica, quella più avanzata che fa intervenire le condizioni di carico ed i parametri geometrici delle colonne, e quella più generica legata al solo rapporto  $l/h$ .

Per le verifiche a fessurazione, sono state introdotte, oltre alle formule classiche, delle tabelle forfaitarie di facile impiego. E' tuttavia probabile che, su questo argomento, prosegua la discussione fra fautori dell'approccio teorico e sostenitori di una presentazione fondata sulla semplice formulazione di norme progettuali.

Il capitolo sulla deformazione è tutto ricalcato su quello del Model Code generalmente considerato come troppo generico. Non è escluso tuttavia che, su questo punto, ci si debba orientare verso l'adozione di procedimenti più approfonditi attualmente disponibili.

Per quanto riguarda le disposizioni costruttive e le modalità esecutive, la presentazione è stata notevolmente migliorata. In particolare per i problemi legati alla produzione del calcestruzzo, si fa riferimento ai lavori in corso presso il CEN (Comitato Europeo di Normazione).

Infine il capitolo sui controlli di qualità è notevol-

mente più sviluppato che nel Model Code data l'importanza sempre crescente che viene attribuita alla durata delle costruzioni.

Segnaliamo ancora i numerosi allegati che completano l'EC2. Il documento all'inchiesta pubblica ne contiene già quattro su: notazioni, documenti normativi di riferimento, strutture in conglomerato non armato, fenomeni reologici. Ne sono tuttavia previste numerose altre sui seguenti argomenti: trattamento termico del conglomerato, additivi, calcestruzzo leggero strutturale, strutture a cavi non aderenti, guida alla durabilità, elementi prefabbricati, fatica, elementi speciali, tabelle di coefficienti forfaitari per il calcolo di elementi strutturali di tipo corrente.

#### 4. Modalità di svolgimento dell'inchiesta pubblica in corso

Gli orientamenti in merito sono enunciati nella Prefazione ed in una lettera di accompagnamento redatta dal Comitato Intereurocodice.

E' prevista, in primo luogo, una distinzione fra procedura amministrativa (le cui modalità non sono ancora state definite con precisione e sulla quale pertanto vengono richiesti più che altro dei suggerimenti) e contenuto tecnico. Per quest'ultimo, che ci interessa in questa sede, si chiede di suddividere fra:

##### a) Osservazioni di carattere generale:

— Filosofia generale, in relazione agli orientamenti prestazionali ed alla base probabilistica.

— Forma di presentazione e, in particolare, suddivisione fra Principi e Regole di applicazione.

— Grado di precisione e livello di complessità;

— Interpretazione delle Regole come « esempi conformi ai Principi » eventualmente sostituibili con altre che rispettino la stessa condizione.

— Possibilità di coprire tutti gli aspetti, in particolare i problemi relativi all'esecuzione, ritenuti legati alle abitudini nazionali.

##### b) Osservazioni specifiche ai singoli eurocodici:

— Contenuto tecnico.

— Campo di validità.

— Chiarezza.

— Grado di dettaglio.

— Possibilità di applicazione delle norme internazionali esistenti e necessità di istituirne di nuove.

— Grado di completezza del capitolo « Basi per il progetto ».

Un avvertimento importante riguarda l'opportunità di fondare le critiche eventuali sui risultati di calcoli di confronto e l'invito a proporre dei testi sostitutivi esaurienti, tenendo conto delle ripercussioni su tutti gli altri capitoli dell'Eurocodice.

Un cenno infine ad una nostra preoccupazione personale sullo svolgimento della discussione.

Come già ripetutamente osservato, l'EC2 è essenzialmente basato sul Model Code comparso nel 1978. Poiché, come è ovvio, negli ultimi anni sono stati compiuti progressi sostanziali in molti campi, sorge il dubbio che l'EC2 possa nascere già in ritardo rispetto al livello delle conoscenze. Ora, tale preoccupazione, non priva di fondamento, deriva da circostanze praticamente inevitabili. Gli estensori di regolamenti tecnici devono infatti assumere necessariamente una data di riferimento, altri-

menti essi costruirebbero sulle sabbie mobili. Purtroppo, nel caso particolare, le incertezze che hanno segnato la prima fase di preparazione degli eurocodici hanno aggravato il problema, tanto da provocare un ritardo già superiore a sette anni rispetto al Model Code. Non è tuttavia pensabile risanare la situazione, se non per pochi argomenti (ad esempio: la deformazione e la pre-compressione), in quanto le strutture organizzative di Bruxelles non possono sostituirsi a quelle delle Asso-

ciazioni internazionali d'ingegneria civile nel vaglio e nella rettifica di modifiche di vasta portata.

Se tale aspetto non verrà tenuto nel dovuto conto dai partecipanti all'inchiesta, questa potrebbe rivelarsi un vero e proprio lavoro di Penelope. Si tratterà dunque di decidere, nella dovuta sede, se il perfezionismo dovrà avere il sopravvento sulle motivazioni molto concrete che rendono urgente la messa a punto di documenti normativi di carattere europeo.

« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1985 » - Riva del Garda, 24 Maggio

## L'Eurocodice n. 8: terza generazione di norme sismiche

Relazione su invito: Prof. Ing. Antonino Giuffrè

La Commissione per la Comunità Europea ha dato inizio alla formulazione di un testo di « Regole Unificate Comuni per le Costruzioni in Zone Sismiche » prima di mettere in moto il programma degli Eurocodici.

Lo scopo, come per gli altri Eurocodici nel cui elenco questo fu poi inserito al numero 8, è quello di costruire una direttiva europea per gli Stati membri.

La partecipazione italiana al primo gruppo di lavoro fu molto attiva: conviene ricordare l'Ing. Miglietti, che per conto dell'ANCE presiedette i lavori per lungo tempo, il Prof. Cestelli Guidi ed il Prof. Grandori che vi portarono importanti contributi. Poi si formò un gruppo redazionale ristretto, in cui la rappresentanza italiana fu affidata allo scrivente, che rimise in ordine il testo nella forma attuale.

La struttura del Codice è quella della Norma Sismica attualmente in vigore in Italia, che era stata infatti presa a modello all'inizio dei lavori.

Sarebbe troppo lungo esporre in dettaglio i passi del Codice (si pensi che il dattiloscritto contiene circa

150 cartelle, di cui oltre cento dedicate alla ricca enciclopedia strutturale della Terza Parte), ed anche noioso.

Una formula più interessante per questa presentazione è suggerita dalla considerazione che la partecipazione italiana alla sua formulazione, e l'uso che ne ha fatto la Commissione del Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti incaricata di proporre una revisione della Norma Sismica Nazionale, pone l'EC 8 in una prospettiva di evoluzione delle Norme Italiane.

Tenterò, quindi, di illustrare come i concetti che stanno alla base di questa moderna formulazione si siano maturati attraverso la storia della normativa italiana.

Le prime norme sismiche italiane frequentemente citate sono quelle emanate nel 1883 per l'Isola d'Ischia.

Il gravissimo terremoto calabro nel 1905 fu l'occasione per altre norme emanate con Regio Decreto nel 1906.

Ma io preferisco considerare come data di origine delle Norme Sismiche Italiane il 1909, anzi, più precisamente, il 18 Aprile 1909, giorno in cui il ministro

### Eurocodice N. 8

Regole unificate comuni per le costruzioni in zone sismiche

*Parte prima:* Definizione delle azioni e prescrizioni generali per tutte le tipologie strutturali.

*Parte seconda:* Prescrizioni generali riguardanti gli edifici.

*Parte terza:* Regole particolari con riferimento a materiali e tipologie strutturali

- 1 Fondazioni e muri di sostegno
- 2 Strutture in cemento armato
- 3 Strutture in acciaio
- 4 Strutture composte
- 5 Strutture in legno
- 6 Strutture in muratura
- 7 Strutture miste
- 8 Sistemi a base isolata
- 9 Strutture di copertura e tetti.

### Regio Decreto del 18 Aprile 1909

(Relazione Panetti - Giornale del Genio Civile, 1909)

- 1 Protezione sismica differenziata in funzione della destinazione d'uso degli edifici.
- 2 Obbligo di costruire in muratura armata o comunque con intelaiature complete (art. 7) e particolare attenzione ai collegamenti fra travi e muro (art. 11) e fra le membrature degli edifici intelaiati (art. 15).
- 3 L'azione sismica è di natura dinamica e deve essere messa in conto nei calcoli come « accelerazioni applicate alle masse del fabbricato » (art. 24).
- 4 Un edificio progettato per sopportare le accelerazioni che il Panetti aveva calcolato a ritroso, studiando le strutture che avevano resistito al terremoto, e verificato con le tensioni ammissibili, « darà garanzia contro il pericolo di uno sfasciamento disastroso anche per scosse di intensità quattro o cinque volte più grandi ».

Giolitti firmò il Regio Decreto che contiene le norme formulate sulla base della relazione scientifica dell'Ing. Panetti, a seguito del terremoto di Messina del 28 Dicembre 1908.

Da quegli studi, condotti in poco più di un mese, emerse:

1) Che gli edifici devono sottostare ad una protezione sismica differenziata in funzione della loro destinazione d'uso.

2) Che gli edifici devono essere costruiti in muratura armata o comunque con intelaiatura completa (art. 7) e particolare cura va posta ai collegamenti fra travi e muro (art. 11) e fra le membrature degli edifici intelaiati (art. 15).

3) Che l'azione sismica è di natura dinamica e deve essere messa in conto nei calcoli come « accelerazioni applicate alle masse del fabbricato » (art. 24).

4) Che un edificio progettato per sopportare le accelerazioni che il Panetti aveva valutate a ritroso, studiando le strutture che avevano resistito al terremoto, e verificato con le tensioni ammissibili « darà garanzia contro il pericolo di uno sfasciamento disastroso anche per scosse di intensità quattro o cinque volte più grandi ».

Quest'ultima considerazione, che rappresenterà, come vedremo, l'aspetto più innovativo dell'Eurocodice N. 8, non ha riscontro negli articoli delle norme ma è chiaramente espressa nella relazione Panetti.

La prima formulazione organica delle norme sismiche si configura compiutamente in Italia con il Decreto-Legge Luogotenenziale del 19 Agosto 1917, che contiene un ottimo aggiornamento delle norme precedenti.

Le « azioni dinamiche » e le « accelerazioni », ancora citate esplicitamente, vengono adesso precisate formulando il concetto di « forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli » ed assegnando ad esse valori numerici.

I concetti fondamentali di queste regole testimoniano la intelligente cultura tecnica presente in Italia all'inizio del secolo e costituiscono il fondamento, finalmente riconquistato, delle più recenti norme sismiche.

Sono state, infatti, necessarie tre generazioni di norme sismiche, fino alle proposte recenti, per realizzare ciò che in queste formule era embrionalmente contenuto.

Darei, tuttavia, il nome di « prima generazione » di norme sismiche a quelle promulgate per la prima volta con Regio Decreto il 25 Marzo 1935 e messe a punto in veste definitiva nel 1937.

Queste rappresentano un passo indietro rispetto alla comprensione del fenomeno sismico che traspare dalle precedenti; sono caratterizzate dalla definizione della azione sismica sugli edifici come forze statiche orizzontali, uniformi lungo l'altezza, dimenticandone totalmente la natura dinamica.

Scompare il concetto di protezione differenziata.

Le intelaiature in cemento armato ed in acciaio hanno soppiantato la muratura armata, che non viene più citata, tanto che siamo stati costretti a reinventarla nel 1984, mentre si fa ancora riferimento in modo sempre

più riduttivo alle strutture in muratura ordinaria che erano state praticamente escluse nel 1909.

Un aspetto positivo nella norma del '37 era la considerazione dell'utile effetto delle intelaiature tamponate con « robuste pareti di mattoni pieni e malta cementizia », che è permesso mettere in conto riportando ad esse parte delle forze di progetto relative ai telai non irrigiditi.

E' la prima, anche se un po' goffa, anticipazione di una analisi strutturale dell'edificio come un unico organismo.

Questo punto fu sviluppato nella norma del 1962, dopo 25 anni in cui guerra e dopo-guerra avevano posto problemi ben più drammatici di quelli, sostanzialmente naturali, prodotti da qualche rapido brivido del nostro sottosuolo.

Uno studioso italiano, che oggi qualifica col suo inconfondibile e amabile carattere l'associazione che ci riunisce, ha partecipato in prima persona ad introdurre nelle norme del '62 le competenze già acquisite di analisi strutturale.

Siamo ancora nella prima generazione per quanto riguarda la definizione dell'azione sismica, ma si prepara la seconda con la formulazione dell'analisi strutturale che vede l'interezza dell'edificio globalmente chiamata in causa.

I contenuti dell'Eurocodice N. 8 e della proposta di revisione del GNDT si stanno configurando.

Questa lunga parabola introduttiva non è solo un riconoscimento delle straordinarie virtù didattiche della storia, ma anche l'individuazione dei principali temi qualificanti la terza generazione di norme.

Due parole, quindi, sulla seconda, che ancora oggi adoperiamo.

Apparve in Italia il 3 Marzo 1975, come applicazione della legge n. 64 del 1974.

Anche in questo caso quel rappresentante della cultura tecnica italiana a cui si è fatto cenno contribuì a far uscire la commissione del Ministero dei Lavori Pubblici dalla empasse in cui da quattro anni si dibatteva discutendo insignificanti variazioni alla norma del '62.

Realizzata questa rottura, la seconda generazione di norme sismiche italiane vide la luce per opera della scuola sismica del Politecnico di Milano.

La natura dinamica dell'azione sismica è finalmente interpretata in modo compiuto, attraverso lo spettro di risposta. Si realizza così quella che la Commissione Reale del 1909 aveva lasciato come formula teorica priva di concretezza applicativa.

L'analisi strutturale non solo investe l'intero edificio come già nel '62, ma ne può evidenziare le caratteristiche dinamiche attraverso il metodo modale e l'integrazione diretta delle equazioni del moto.

Si apre la strada ai programmi di calcolo automatico.

La seconda generazione di norme sismiche è caratterizzata dalla definitiva introduzione dei più moderni criteri di analisi strutturale; però questo che è il suo pregio è anche il suo limite.

Tutta la formulazione, tranne un punto che vedremo tra breve, sembra presupporre una concezione elastica della risposta.

Per la verifica della struttura è prescritto il metodo delle tensioni ammissibili, cumulando le sollecitazioni

prodotte dai carichi presenti e quelle che derivano dall'azione sismica convenzionale come se entrambe contribuissero in egual misura a definire una costante condizione di esercizio.

Eppure la Commissione sapeva bene, come aveva già osservato il Panetti nel 1909, che le strutture possono sopportare azioni sismiche che le sollecitino oltre la soglia elastica, e ciò è evidente in un articolo che citiamo perché permette due categorie di osservazioni.

**Art. B9:** *Le deformazioni di una struttura soggetta alle azioni del sisma più grave cui essa deve resistere sono in realtà notevolmente superiori a quelle elastiche corrispondenti alle sollecitazioni... che derivano dal calcolo convenzionale..., cosicché la struttura esce, in generale, dal campo elastico lineare.*

La prima considerazione è che questa affermazione conduce ad una verifica degli spostamenti approssimativamente corretta, mentre non viene presa in considerazione per la verifica di resistenza la verifica alle tensioni ammissibili, e ciò presenta una intrinseca incongruenza. Limitando ad un valore ammissibile la somma di due sollecitazioni di natura diversa, delle quali solo una sarà di fatto quella che supererà il valore convenzionale prescritto, il margine riservato al previsto incremento dell'azione sismica per raggiungere la soglia di plasticizzazione dipende in modo incontrollato dal rapporto tra le due.

Indicando con  $V$  la sollecitazione prodotta dai carichi verticali, con  $S$  quella prodotta dalla forza sismica convenzionale, con  $R_a$  la resistenza ammissibile, con  $R_L = \eta R_a$  la resistenza limite della fase elastica, la norma del 1975 prescrive:

$$V + S \leq R_a$$

il che significa che, indicando con  $\alpha$  un coefficiente moltiplicatore per passare dalla intensità sismica convenzionale a quella che conduce la struttura al limite della fase elastica (e quindi alla soglia del danno strutturale), si ha:

$$V + \alpha S = R_L \quad \alpha = \frac{\eta R_a}{S} - \frac{V}{S}$$

Ponendo  $\eta = 2$ , al valore del rapporto  $V/S$  si ottiene:

$$S = \frac{1}{2} V \rightarrow \alpha = 4$$

$$S = V \rightarrow \alpha = 3$$

$$S = 2V \rightarrow \alpha = 2,5$$

Progettando con il metodo delle tensioni ammissibili non sappiamo in realtà per quale intensità sismica stiamo progettando, poiché diversi elementi strutturali andranno in crisi per valori diversi dell'azione sismica.

Ma c'è dell'altro: noi intendiamo in realtà proteggerci da intensità sismiche ben più alte di quelle che producono l'inizio della plasticizzazione; intendiamo cioè sfruttare la duttilità della struttura. Ma non tutte le strutture ne sono ugualmente capaci e, soprattutto, nessuna ne sarà capace se non avremo usato appropriati accorgimenti nei dettagli costruttivi.

E' questa un'altra carenza che la terza generazione di norme colmerà.

**Incongruenza della verifica alle tensioni ammissibili**

- $V$  sollecitazione prodotta dai carichi verticali.
- $S$  soll. prodotta dalla forza sismica convenzionale.
- $\alpha S$  soll. sismica che conduce la strutt. al limite della fase elastica.
- $R_a$  resistenza ammissibile.
- $R_L = \eta R_a$  resistenza al limite della fase elastica.

Condizione di progetto alle tensioni ammissibili:

$$V + S = R_a$$

Raggiungimento del limite della fase elastica:

$$V + \alpha S = R_L$$

$$\alpha = \frac{\eta R_a}{S} - \frac{V}{S}$$

per  $\eta = 2$

$$S = V/2 \rightarrow \alpha = 4$$

$$S = V \rightarrow \alpha = 3$$

$$S = 2V \rightarrow \alpha = 2,5$$

$\alpha$  dipende da  $V/S$

Progettando con il metodo delle tensioni ammissibili non sappiamo in realtà per quale intensità sismica stiamo progettando, poiché diversi elementi strutturali andranno in crisi per diversi valori dell'azione sismica.

**Eurocodice N. 8 - Parte Prima**

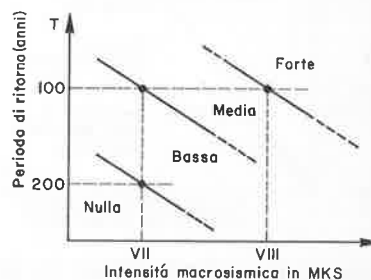
**Requisiti**

- 1 Sicurezza rispetto al collasso
- 2 Limitazione della danneggiabilità
- 3 Limitazione dei comportamenti imprevisti

**Criteri per soddisfare i requisiti**

- 1 rispetto dei dettagli costruttivi prescritti nella Parte Terza, e verifiche delle sollecitazioni
- 2 verifica degli spostamenti
- 3 controllo in fase di progettazione, di esecuzione e di uso.

**Definizione delle zone sismiche**



L'unico parametro di intensità è

l'accelerazione del suolo:

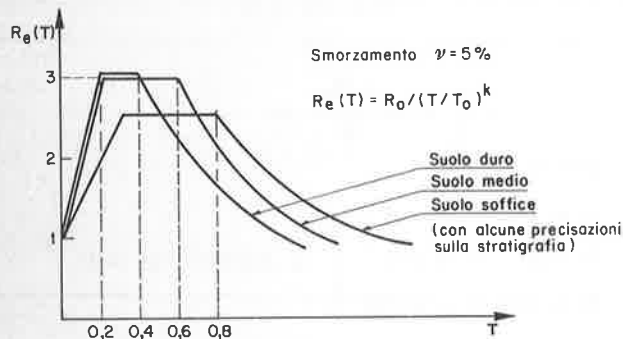
	B	M	F
A/g	0.15	0.25	0.35

**Spettro di risposta elastico**

Il contenuto in frequenza del moto del suolo è espresso mediante lo spettro di risposta elastico.

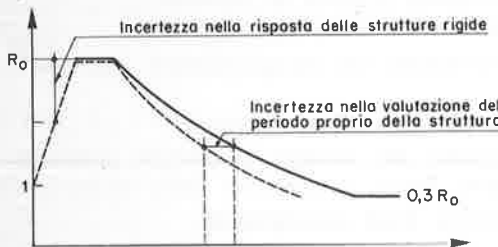
Questo è definito come il frattile 85% di una distribuzione estrema tipo 1 con coefficiente di variazione  $V_R = 0.35$ .

Le caratteristiche del suolo sono messe in conto mediante tre spettri diversi.

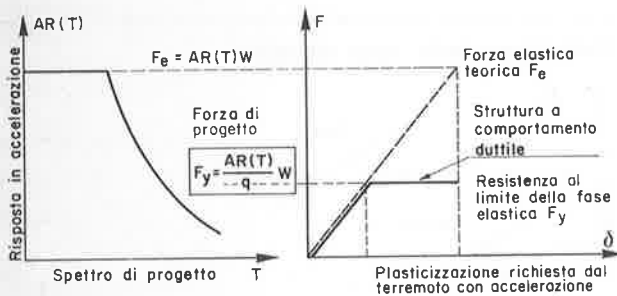


Lo spettro di risposta elastico permette di generare accelerogrammi numerici per l'analisi dinamica diretta.

**Trasformazione dello spettro elastico in spettro di progetto**



**Criterio di progetto con il coefficiente di struttura**



La struttura viene progettata per una forza  $F_y$  al limite elastico  $q$  volte inferiore a quella elastica  $F_e$ .  $q$  misura la quantità di danno previsto (purché la struttura sia in grado di fornirlo senza collasso).

Ma veniamo alla seconda considerazione suggerita dall'articolo B9, che ci condurrà direttamente alle nuove formulazioni.

Esso non prescrive nulla, nella frase riportata, ma solo descrive il comportamento strutturale previsto perché risulti chiaro il motivo della regola per il calcolo degli spostamenti che subito dopo è presentata.

Questo atteggiamento « didattico » denuncia l'insorgere di una fondamentale consapevolezza: che il successo delle norme non sta nel rigore delle loro prescrizioni ma nella partecipazione intelligente del progettista.

L'Eurocodice N. 8, come tutte le altre norme internazionali della terza generazione, nasce all'insegna di questa preoccupazione. La formulazione deve essere tale da non lasciare equivoci sulle finalità delle prescrizioni e sul fenomeno fisico che si intende controllare.

L'Eurocodice N. 8 esordisce con l'elenco dei Requisiti che le costruzioni in zona sismica devono soddisfare in aggiunta alle prescrizioni in vigore per le zone non sismiche:

1. Sicurezza rispetto al collasso.
2. Limitazione della danneggiabilità.
3. Limitazione dei comportamenti imprevisti.

E segue immediatamente con l'enunciazione dei Criteri per mezzo dei quali potrà essere ottenuto il soddisfacimento dei requisiti suddetti.

1. La sicurezza rispetto al collasso si consegue rispettando i dettagli costruttivi (la cui importanza risulta così sottolineata) previsti per ciascuna tipologia, e quindi eseguendo le verifiche delle sollecitazioni.

2. Il controllo della danneggiabilità si esegue attraverso la verifica degli spostamenti.

3. I comportamenti imprevisti vengono minimizzati mediante convenienti regole di controllo in fase di progettazione, di esecuzione e di uso dell'edificio.

Si presenta, quindi, un criterio di suddivisione del territorio in zone sismiche in funzione dei periodi di ritorno di intensità macroscopiche assegnate, e si assegna a ciascuna di esse, come parametro di intensità, un valore del picco di accelerazione efficace del suolo.

Il contenuto in frequenza del moto del suolo è definito, come nella norma del '75, mediante lo spettro di risposta elastico caratterizzato per tre diversi tipi di suolo.

Vengono poi definiti lo spostamento assoluto e gli spostamenti relativi del suolo.

L'unica funzione dello spettro di risposta elastico è quella di permettere la generazione di accelerogrammi numerici per l'analisi dinamica diretta.

Per definire le forze di progetto, lo spettro elastico viene trasformato in spettro di progetto per tener conto di alcune incertezze nella risposta.

Finalmente, per definire l'azione sismica di progetto, si introduce il coefficiente di struttura che tiene conto del comportamento post-elastico, realizzando così l'osservazione enunciata da Panetti nel 1909.

Il criterio è perfettamente coerente con quella intuizione anticipatrice: fornito il valore dell'azione sismica, quale effettivamente si prevede in funzione della sismicità della zona, la struttura può essere progettata in modo che presenti una soglia di resistenza elastica tanto più bassa quanto maggior capacità di plasticizzazione essa possieda, senza, per dirla con il Panetti, « il pericolo di uno sfasciamento disastroso ».

Le forze di progetto si calcolano, quindi, con il coefficiente sismico

$$C(T) = \frac{AR(T)}{q}$$

dove A è il picco di accelerazione caratteristico della zona sismica; R(T) è lo spettro di progetto per le condizioni locali del suolo, in funzione del periodo proprio T della struttura, q è il coefficiente di struttura proprio della tipologia in esame.

La verifica viene poi eseguita con riferimento al limite elastico.

Si progetta cioè la struttura in modo che, sotto la azione delle forze di progetto, essa raggiunga coerentemente in ogni sua parte il limite elastico.

Si presuppone che essa sarà in grado di sopportare un terremoto di intensità q volte superiore.

E' interessante notare che il coefficiente di struttura proposto per gli edifici in muratura armata, cioè la tipologia prevista dalla norma del 1909, è di  $2 \div 2,5$ . Questo, riportato ad una verifica alle tensioni ammissibili pari alla metà del limite elastico, fornisce il valore di  $4 \div 5$  enunciato dal Panetti.

E' confortante trovare conferme così lontano nel tempo.

Il senso didattico di questa formulazione sta nel fatto che il progettista è reso esplicitamente consapevole della riduzione del livello di progetto conseguente alla presunzione di duttilità della struttura.

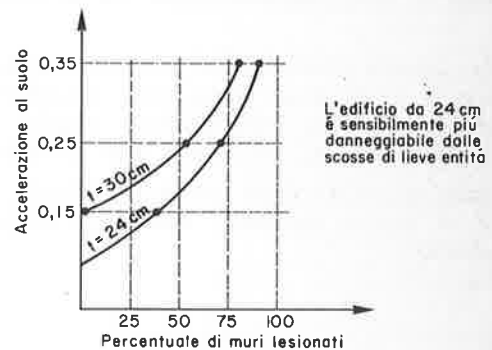
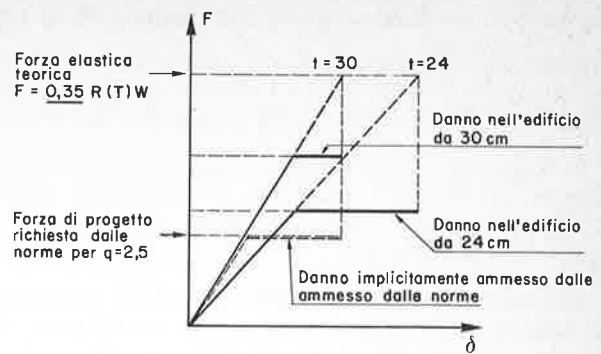
Tale duttilità è però garantita dai dettagli costruttivi, che il progettista curerà sia secondo le prescrizioni delle norme che secondo la sua propria sensibilità.

Inoltre, la riduzione della resistenza di progetto, permessa mediante il coefficiente di struttura, si traduce in quantità di danni implicitamente accettati. In certi casi verrà spontaneo eseguire un'analisi costi benefici per valutare se convenga sfruttare tutta la riduzione permessa dalle norme ed andare incontro a danni anche per terremoti più lievi, o progettare una struttura più resistente e meno danneggiabile.

Viene qui illustrata in modo qualitativo l'analisi della danneggiabilità di edifici in muratura armata, che è stata l'oggetto di una tesi di laurea presso la Facoltà di Architettura di Roma.

Per lo stesso edificio sono stati previsti sia blocchi da 30 cm di spessore che blocchi da 24 cm, mettendo a confronto la quantità di danno prodotta su ciascuno di essi da terremoti di diversa intensità.

### Analisi della danneggiabilità di edifici in muratura armata



(Tesi di laurea di F. Cipollini - Roma, Facoltà di Architettura)

### Tre generazioni di norme sismiche

#### Prima generazione (burocratica)

Regio Decreto 25 Marzo 1935 (revisione nel 1937)  
mette in conto le tamponature

Legge 25 Novembre 1962

introduce l'analisi globale dell'edificio

#### Seconda generazione (analitica)

D.M. 3 Marzo 1975 (in applicazione della Legge N. 64)

introduce l'analisi dinamica

#### Terza generazione (responsabile)

— Eurocodice N. 8 (e altre norme internazionali)

— Revisione delle Norme Italiane ad opera del GNDT

pone attenzione al comportamento post-elastico ed al controllo della danneggiabilità

Sono analisi molto elementari, che qualunque progettista può svolgere per averne indicazioni qualitative di enorme utilità come guida della progettazione.

Ecco, quindi, in sintesi le tre generazioni di norme.

Per giustificare l'attributo di « responsabile » dato alla terza generazione è utile citare un'altra novità che essa introduce in Italia: il concetto di regolarità strutturale.

Con formulazioni forse ancora imprecise si tende a sottolineare la maggior garanzia di sicurezza offerta dalle strutture regolari, prive di gravi discontinuità di rigidità o di planimetria.

Le « strutture regolari » vengono premiate consentendo una minore forza di progetto, con la convinzione che ciò non le renderà più danneggiabili, per la migliore distribuzione delle plasticizzazioni che la regolarità comporta.

Anche questa prescrizione denuncia l'intento di indirizzare il progettista verso una concezione strutturale previgente della sollecitazione sismica e consapevole dell'impegno di resistenza che le sarà richiesto.

Ed ecco una riflessione critica su questa terza generazione di norme sismiche, ancora in bozza e già in discussione.

E' come se si volesse dare al progettista la libertà di agire con la sua sensibilità, usando la sua cultura tecnica, ricercando personalmente le soluzioni più efficaci come fa l'architetto per rendere funzionali e gradevoli gli edifici che abitiamo, ma, tuttavia, per far ciò, per dare libertà, si usano pagine e pagine di prescrizioni.

In realtà la terza generazione di norme sismiche, sia l'Eurocodice N. 8 che la proposta del GNDT, sono dei libri di tecnica delle costruzioni antisismiche scritti per assiomi.

I professori universitari che vi hanno lavorato hanno usato la loro mentalità di didatti; hanno visto il momento normativo come occasione educativa.

Se vogliamo riflettere su quale dovrà essere la quarta generazione cominciamo col ridare l'istruzione alla scuola e la legge al legislatore.

Riconquistiamo l'orgoglio di chi ha licenziato dai banchi universitari giovani che hanno capito i problemi fisici e sanno scegliere i modelli matematici propri al problema, riformulandoli quando occorre, adoperandoli con intelligenza critica, da progettisti, secondo l'insegnamento che proviene dalle medaglie che l'AICAP ha assegnato ieri per mano del prof. Cestelli Guidi.