

RASSEGNA TECNICA

La "Rassegna tecnica", vuole essere una libera tribuna di idee e, se del caso, saranno graditi chiarimenti in contraddittorio; pertanto le opinioni ed i giudizi espressi negli articoli e nelle rubriche fisse non impegnano in alcun modo la Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino

DA PAG. 345 A PAG. 408 (FASC. DI OTT. E NOV.) SONO RIPORTATE LE RELAZIONI GENERALI DEL
2° CONGRESSO DELLA "FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINTE"
(AMSTERDAM - 28 AGOSTO - 3 SETTEMBRE 1955)

Influenza della plasticità sulla resistenza e l'instabilità delle volte sottili precomprese

Il relatore generale, l'italiano Franco Levi, esamina anzitutto il contributo dell'olandese Haas; prosegue tracciando un quadro completo dei metodi di calcolo proposti per le volte sottili in campo elastico indicando altresì come possa valutarsi l'influenza dei fenomeni plastici sui problemi di resistenza e di stabilità delle volte. La memoria è integrata da una vasta bibliografia sull'argomento.

Introduzione.

Io credo di non errare affermando che il titolo della questione IIIb, di cui si è voluto farmi l'onore di nominarmi Relatore generale, è in certo modo scaturito dalle discussioni svoltesi a Londra in occasione del Congresso che la Cement and Concrete Association britannica aveva organizzato nel 1952 sulla costruzione delle volte sottili in calcestruzzo (1). Basta infatti scorrere il volume che contiene le memorie e le comunicazioni presentate a questo Congresso per rendersi conto che il problema di mettere in evidenza gli effetti della precompressione e della plasticità sui diversi aspetti dell'equilibrio delle volte sottili aveva attirato l'attenzione di molti relatori. Ricordiamo a questo proposito le osservazioni dei signori Hajnal-Kónyi e Tottenham sulla memoria del sig. MacNamee, osservazioni nelle quali gli Autori mettevano in guardia contro i pericoli che potrebbero derivare da un'eccessiva fiducia nei calcoli elastici, o ancora le considerazioni contenute nelle relazioni di Morice e Blumfield e le discussioni relative.

L'importanza dei problemi di cui trattasi trova d'altronde la sua conferma in molti altri lavori pubblicati prima e dopo il Congresso di Londra. Citeremo i lavori di Gilman, le ricerche più recenti di Johansen, Baker, Haas, Lundgren, Torroja, Finsterwalder e di molti altri nel campo teorico e nel campo sperimentale, infine i risultati pubblicati recentemente da Ernst, Marlette, Berg negli Stati Uniti (2-11).

Tutto ciò sembrava dunque giustificare che si mettesse all'ordine del giorno di questo Congresso questa questione IIIb, poichè si era in diritto di pensare che numerosi ricercatori ci avrebbero comunicato le loro ultime scoperte.

In realtà non è stato così: finora non mi è infatti giunta che una sola memoria originale redatta dal prof. Haas. Debbo tuttavia segnalare anche la cortesia dei proff. Torroja e Finsterwalder, che mi hanno inviato direttamente un esemplare

di articoli nei quali erano descritti i loro lavori più importanti.

Come si può spiegare che un argomento d'un interesse innegabile abbia provocato l'invio soltanto di pochissime comunicazioni? Personalmente io credo che molti ricercatori, che avrebbero potuto darci informazioni interessanti, abbiano esitato a stendere una relazione a causa della forma un po' troppo sintetica che è stata data al titolo della questione. Certo molti calcolatori avrebbero potuto redigere una comunicazione sul calcolo delle volte sottili precomprese, altri, non meno numerosi, avrebbero potuto fare delle osservazioni sull'influenza della plasticità sulle resistenze o sulle condizioni di stabilità. Ma probabilmente pochi di essi si sono trovati in grado di esaminare contemporaneamente l'influenza dei tre fattori, che sono stati considerati nel titolo, cioè: la plasticità, l'instabilità dell'equilibrio e la precompressione. Questa difficoltà, d'altronde, ci era apparsa sin nel mese di dicembre scorso, quando abbiamo incominciato ad occuparci della preparazione della nostra relazione generale. Per risolverla avevamo proposto al Comitato d'Organizzazione di suddividere l'argomento in un certo numero di sottotitoli riguardanti ciascuno un problema particolare. È probabile tuttavia che la nostra proposta sia giunta troppo tardi alle persone interessate.

Stando così le cose, dobbiamo dunque essere assai particolarmente grati al prof. Haas, che ha brillantemente affrontato il problema in tutta la sua complessità e che nella sua memoria ci ha fornito delle indicazioni preziose su molti punti. Cominceremo quindi con l'esaminare in dettaglio le idee esposte dal prof. Haas e gl'interessanti risultati da lui ottenuti. Dopo di che, per completare la nostra relazione nel senso indicato dal Comitato di Organizzazione nella sua riunione di Gand del mese di marzo u. s., tenteremo di fare il punto delle cognizioni attuali sulla resistenza e l'instabilità delle volte sottili precomprese nel campo plastico.

La relazione contiene lo studio approfondito di una copertura in sheds precompressi, che è stata realizzata in Olanda dopo molte prove su modelli. La costruzione di cui si tratta è formata da una serie di sheds di 40 m. di luce, comportante due campate continue nel senso longitudinale. Nel senso trasversale, l'apertura dello shed è di 12 m. Lo spessore corrente della volta è di 7 cm.; l'insieme è irrigidito da una grossa trave di bordo in forma di gronda alla parte inferiore e da un ringrosso superiore sul quale appoggiano le spallette delle finestre. Il prof. Haas fa notare che una costruzione di questo tipo, eseguita in cemento armato ordinario, non avrebbe potuto avere una luce superiore ai 30 m. Questa è la ragione per cui si ricorse alla precompressione, realizzata per mezzo di cavi fortemente rialzati, il cui percorso interessa nello stesso tempo la trave di bordo e la volta. In questo modo la messa in tensione dell'armatura in acciaio duro provoca la comparsa di forze ascendenti situate sul piano del cavo che si oppongono alle spinte dovute al peso proprio ed ai sovraccarichi e producono una diminuzione molto sensibile delle flessioni trasversali. Date le dimensioni insolite di questa copertura, il prof. Haas ha giudicato utile studiarne i margini di sicurezza per mezzo di esperimenti su modello. Un esperimento preliminare fu realizzato su un modello di cartone nella scala 1/35. Un attento studio dell'andamento delle deformazioni sotto carichi crescenti dimostrò che, prima di raggiungere il suo carico critico, la volta subiva deformazioni di un'ampiezza considerevole. La qual cosa tendeva a dimostrare che il fenomeno di inflessione laterale si sarebbe prodotto in ogni caso nel campo plastico. Ne conseguiva che la costruzione reale, la quale doveva comportare delle nervature trasversali di irrigidimento che non erano state riprodotte nel modello, avrebbe probabilmente disposto di un margine di sicurezza considerevole riguardo al pericolo di instabilità nel campo elastico. In altri termini, sembrava che la capacità portante di una costruzione di questo tipo non sarebbe stata ridotta da fenomeni d'instabilità. Fu deciso pertanto di allestire un modello che riproducesse quanto meglio possibile la costruzione reale. Questo modello in scala 1/10 fu costruito dal prof. Torroja nel Laboratorio dell'Istituto della Costruzione di Madrid. Il prof. Haas sottolinea nella sua memoria la particolare maestria con la quale è stato risolto il problema di realizzare una volta in malta di 7 mm. di spessore e di porvi dei fili di precompressione in acciaio duro d'un diametro di 2 mm. protetti da una guaina in materia plastica avente diametro esterno di 3 mm. La malta adoperata presentava un modulo elastico dell'ordine di 200.000 kg/cm², inferiore di circa un terzo a quello del calcestruzzo previsto per la costruzione reale. Si pensò che questa riduzione avrebbe prodotto nel modello un effetto equivalente a quello del fluage. I valori delle deformazioni misurate in fase elastica furono in generale più forti dei valori teorici, probabilmente a causa della comparsa di qualche fessura. Il limite

di resistenza fu raggiunto per rottura delle armature a un carico doppio della somma del peso proprio e del sovraccarico previsti nei calcoli. Le previsioni concernenti l'assenza del pericolo d'instabilità erano quindi confermate. Alla fine del suo esposto il prof. Haas fa notare che il margine di sicurezza della costruzione reale sarà certamente più elevato, sia a causa d'un aumento della sezione degli acciai di precompressione, sia a causa dell'effetto favorevole dell'iniezione dei cavi.

I diversi aspetti della resistenza delle volte sottili precomprese (esame d'insieme della questione).

Esamineremo successivamente i punti seguenti:

- 1) sistemi di calcolo in fase elastica: differenti gradi di approssimazione; applicazione alle volte precomprese;
- 2) sistemi di calcolo « a rottura »;
- 3) ricerche concernenti i fenomeni d'instabilità dell'equilibrio;
- 4) dati sperimentali.

Fin d'ora chiediamo venia al lettore se, nei corsi degli sviluppi che seguiranno, ci accadrà di uscire dal campo circoscritto dal titolo della questione IIIb. Gli è che, su numerosi punti, i problemi posti dal calcolo delle volte precomprese si identificano con quelli che pongono le volte in calcestruzzo ordinario. Noi siamo stati quindi naturalmente condotti ad attingere alla documentazione molto più ampia che si riferisce a queste ultime. A ciò bisogna aggiungere che non è assolutamente possibile parlare di calcoli « in fase plastica » senza riferimenti ai calcoli elastici. Donde l'opportunità di allargare i confini della nostra ricerca per fare il punto sull'insieme della questione.

Sistemi di calcolo in fase elastica (differenti gradi di approssimazione; applicazione alle volte precomprese).

Introduzione. Per ciò che riguarda i metodi di calcolo « elastici », si possono distinguere nettamente due categorie di volte. Mentre infatti disponiamo d'un materiale analitico abundantissimo nel campo delle volte di rivoluzione e delle volte cilindriche, le nostre cognizioni sono ancora molto incomplete per le volte di forme diverse.

Volte di rivoluzione. In generale lo studio dell'effetto della precompressione e dell'azione di carichi nelle volte di rivoluzione non pone dei problemi particolari. Tali quesiti possono infatti essere risolti senza difficoltà con l'applicazione di metodi di calcolo ormai classici.

Volte cilindriche (metodi analitici). Il compito del calcolatore è invece meno facile nel campo delle volte cilindriche. Da un lato infatti vi sono qui molti metodi detti « esatti », dall'altro tutti questi metodi, anche i più semplici, conducono a calcoli relativamente complicati. Le discussioni svoltesi al Congresso di Londra, di cui abbiamo fatto menzione più sopra, hanno permesso ravvicinamenti preziosi fra i diversi procedimenti disponibili. I metodi che sono stati presi in considerazione in

tale occasione sono, in ordine di complessità crescente, quelli di Schörrer, Donnel-Jenkins, Finsterwalder, Aas-Jakobsen, Dischinger (12-17). Tutti questi procedimenti possono essere caratterizzati da un'equazione alle derivate parziali dell'ottavo ordine detta « di compatibilità » che si ottiene eliminando tutte le variabili salvo una nelle equazioni d'equilibrio dell'elemento di volta e nelle relazioni sforzi-deformazioni. I metodi si distinguono per le diverse approssimazioni introdotte dai loro Autori per semplificare i calcoli. In apparenza le equazioni di compatibilità sono profondamente diverse le une dalle altre. Un'osservazione più accurata dimostra tuttavia che tutte le equazioni hanno in comune due termini fondamentali, la cui importanza numerica è nettamente predominante. Questi due termini sono precisamente i soli che figurano nell'equazione più semplice, quella di Schörrer:

$$\frac{\delta^3}{12} \frac{\partial^8 w}{\partial y^8} + \frac{\delta}{R^2} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = 0$$

Si trova d'altra parte che l'ordine di grandezza delle imprecisioni, che sembrerebbero dover risultare dalle approssimazioni introdotte nelle equazioni meno rigorose, è nettamente inferiore a quanto si sarebbe portati a credere a priori, se Tottenham ha infatti potuto dimostrare, su esempi concreti concernenti una serie di volte di caratteristiche geometriche molto variabili, che le differenze fra le tensioni, calcolate secondo le teorie di Schörrer, Donnel-Jenkins e Finsterwalder sono molto modeste (1). Il che conduce alla conclusione che, se si eccettua il caso particolare delle volte molto corte, è praticamente possibile accontentarsi di usare la teoria più semplice e più comoda di Schörrer.

È particolarmente interessante osservare qui che gli specialisti che sono intervenuti nella discussione, di cui abbiamo riassunto la parte essenziale, hanno chiaramente giustificato la loro preferenza per l'equazione più semplice con la necessità di non perdere mai di vista il carattere puramente convenzionale dell'ipotesi elastica. In particolare Tottenham e Hajnal-Kónyi sottolineano l'importanza che devono assumere nella realtà gli effetti del ritiro, del fluage, della fessurazione delle zone tese, delle variazioni non uniformi di temperatura e infine delle deformazioni plastiche del calcestruzzo. A conclusioni identiche era d'altronde giunto, alcuni anni prima, H. Lundgren nel suo bel libro sulle volte cilindriche (7).

Volte cilindriche (tavole numeriche). Vi sono tuttavia dei casi in cui il calcolatore non ha necessariamente bisogno di ricorrere a un'equazione semplificata. Ciò avviene quando può far rientrare la sua costruzione nel campo d'applicazione delle tavole numeriche che sono state redatte per facilitare il calcolo delle volte cilindriche. Una prima serie di tavole, fondate su un'equazione di compatibilità molto completa, proposta da Aas Jakobsen, è annessa al volume già citato di H. Lundgren (7). Queste tavole permettono di calcolare direttamente i coefficienti carat-

teristici delle equazioni che esprimono le condizioni di compatibilità lungo i bordi della volta. Un'altra collezione di tavole si trova annessa al Manuale No. 31 de l'American Society of Civil Engineers pubblicato nel 1952 (18). Queste tavole, che sono state calcolate partendo da una nuova equazione di compatibilità disponente di un alto grado di approssimazione, danno direttamente, per le volte cilindriche a direttrice circolare, i valori delle sollecitazioni più importanti e degli spostamenti dei bordi per differenti distribuzioni di forze applicate sui bordi stessi. Altre tavole danno le sollecitazioni e gli spostamenti corrispondenti agli sforzi del regime di membrana. È così possibile scrivere senza difficoltà le equazioni che determinano le incognite iperstatiche del problema; il che conduce rapidamente alla conoscenza dello stato di equilibrio della volta.

Sebbene queste tavole siano state redatte per il calcolo delle volte in cemento armato ordinario, è possibile utilizzarle per valutare l'effetto degli sforzi di precompressione. A questo fine si considera che l'azione di un cavo incurvato posto sui fianchi della volta produce due azioni distinte: una distribuzione di forze agenti nel senso della concavità del cavo, la cui intensità dipende dalla curvatura; un'azione longitudinale di compressione. Per rientrare nel campo di utilizzazione delle tavole basta allora ammettere che le forze di cui si tratta siano applicate sui bordi. Le forze distribuite saranno assimilate ad azioni normali di cui si valuteranno le componenti nel piano verticale e nel piano orizzontale. L'azione longitudinale di compressione sarà sostituita da una distribuzione di azioni tangenziali applicate al bordo della volta.

Volte cilindriche (metodi elastici semplificati). Accanto ai metodi analitici, a cui abbiamo testé accennato, esiste, per il calcolo elastico delle volte cilindriche, un certo numero di metodi detti « approssimati » che in alcuni casi possono rendere grandi servizi al calcolatore. Il Lundgren, che si è occupato in modo particolare di sviluppare questi procedimenti, non ha mancato di far notare che l'introduzione di semplificazioni apparentemente assai spinte è in realtà giustificata da tutte le incertezze, di cui abbiamo già parlato, riguardanti il comportamento effettivo dei materiali messi in gioco. È necessario tuttavia che ogni metodo venga usato nel campo d'applicazione, che gli è proprio.

Per le volte del modello lungo, il metodo più conosciuto è quello che consiste nell'assimilare la volta nel suo insieme ad una trave. Il procedimento, inizialmente applicato esclusivamente alle volte simmetriche sottoposte a flessione retta, è stato in seguito esteso dal Lundgren al caso della flessione deviata e della torsione. Il Lundgren ha anche dimostrato che si poteva considerare questo metodo come costituente le due prime tappe di un procedimento di iterazione nel quale la volta è assimilata alternativamente ad una trave e ad una serie di archi elementari tagliati nella direzione trasversale. Tuttavia il metodo d'iterazione è raramente applicato perché i calcoli che esso richiede

sono lunghi come quelli dei metodi analitici generali. Nel corso di questi ultimi anni sono stati pubblicati numerosi studi sull'applicazione del « metodo della trave » alle volte lunghe precomprese. Molti autori (19-20) tuttavia hanno messo in dubbio l'esattezza dei risultati che l'analogia della trave dà in questo campo. In particolare il Goldstein giustifica la sua opinione su questo punto con le osservazioni che egli ha fatto nel corso di esperimenti eseguiti su un'opera importante costruita a Bournemouth. A suo parere è meglio servirsi dei metodi analitici, tenendo conto della precompressione nel modo che abbiamo illustrato precedentemente.

Un altro metodo di prima approssimazione è stato proposto per le volte del modello corto da Lundgren (7). Questo procedimento è in certo modo una riduzione schematica del metodo analitico. Per ciò che si riferisce, per esempio, alle perturbazioni provocate da forze applicate sui bordi della volta, Lundgren ammette che siano assorbite da una specie di « trave fittizia » localizzata in prossimità dei bordi. La parte superiore della volta non sarebbe quindi soggetta a queste perturbazioni e resterebbe la sede degli sforzi del regime di membrana. Possono essere collegati a questo procedimento i metodi di calcolo delle volte sottili precomprese, che, per mezzo della precompressione, cercano di annullare la deformazione delle travi di bordo e ammettono perciò che gli sforzi nella volta possano essere calcolati con la teoria della membrana. Abbiamo avuto occasione di verificare personalmente, su una grande copertura costituita da volte del modello corto costruita in cemento armato ordinario a Torino, che le formule approssimate del Lundgren danno risultati soddisfacenti. È certo tuttavia che l'introduzione della precompressione crea delle incertezze supplementari. Sembra dunque logico calcolare le volte precomprese coi metodi analitici finché non si disporrà d'una esperienza abbastanza estesa.

Volte di forme diverse. La documentazione concernente il calcolo delle volte sottili la cui forma non rientra nelle categorie precedentemente studiate, volte di rivoluzione e volte cilindriche, non è molto abbondante. La maggior parte delle opere consacrate a tali problemi riguarda inoltre solo il primo aspetto dell'equilibrio: il regime senza flessione o di membrana. Questo è il caso, per esempio dei lavori di Flügge, Laffaille, Issenmann-Pilarski, Johansen, ecc. (22-25). Delle prospettive molto interessanti sembrano tuttavia risultare da un recente studio del Jenkins, presentato al Congresso di Londra, nel quale l'autore ha cercato di far beneficiare la teoria delle volte di mezzi matematici perfezionati: coordinate curvilinee, calcolo tensoriale e metodi di successive approssimazioni. Il Jenkins si è infatti preoccupato di studiare le condizioni nelle quali le perturbazioni provenienti dai bordi conservano un'intensità moderata; egli ha inoltre proposto un metodo approssimato per il calcolo delle flessioni parassite, fondato sull'impiego d'una equazione di compati-

bilità analoga a quella da lui proposta per le volte cilindriche. Alla fine della sua memoria il Jenkins fa notare d'altronde che l'ampiezza delle perturbazioni può essere ridotta in maniera sensibile dall'introduzione di sforzi di precompressione.

Metodi di calcolo a rottura.

Introduzione. La complessità del calcolo elastico delle volte sottili e l'incertezza delle ipotesi che lo regolano, hanno naturalmente favorito la estensione al campo delle volte sottili dei metodi moderni di calcolo « a rottura ». Anche qui tuttavia gli studi esistenti riguardano solo le volte di rivoluzione e le volte cilindriche. Bisogna aggiungere inoltre che, anche in questo campo relativamente limitato, si è lungi dal disporre di procedimenti completamente soddisfacenti.

I primi tentativi d'effettuare il calcolo delle volte cilindriche adottando una distribuzione di sollecitazioni longitudinali diversa da quella che risulta dalla teoria elastica sono dovuti a Gilman (2). Alcuni anni più tardi Johansen si mise sulla medesima strada (27, 28).

Metodo di Lundgren. Si deve tuttavia a Lundgren (7) la prima teoria sistematica di dimensionamento a rottura delle volte sottili cilindriche. Personalmente crediamo che sia più logico chiamare il metodo di Lundgren « procedimento di dimensionamento » che « procedimento di calcolo » poichè la preoccupazione dell'autore nei suoi sviluppi non è tanto di dare le regole di calcolo del carico di rottura di una determinata volta, quanto di fornire al progettista delle indicazioni di dimensionamento fondate sul principio dell'utilizzazione integrale delle capacità di resistenza dei materiali disponibili entrati in fase plastica.

Lundgren divide il suo studio in due parti, riguardanti l'una le volte del modello lungo, l'altra le volte del modello corto. Per le volte lunghe l'idea fondamentale è ancora quella dell'analogia della trave. Qui tuttavia viene ammesso che le sollecitazioni longitudinali nella volta siano localizzate in zone molto limitate chiamate « fibre plastiche » (dove il nome di « stringer-theory »). Per esempio una volta simmetrica sottoposta a carichi verticali vedrà gli sforzi di trazione localizzarsi nell'armatura metallica inferiore entrata in fase plastica, gli sforzi di compressione localizzarsi in una stretta zona situata in sommità della volta. Queste ipotesi concernenti la disposizione delle tensioni longitudinali portano ad una conseguenza importante per la distribuzione degli sforzi tangenziali agenti sulle sezioni trasversali: questi infatti non potranno che conservare un valore costante fra due fibre plastiche adiacenti. È facile allora, basandosi sul teorema di Bredt, trovare la risultante degli sforzi tangenziali agenti fra due fibre. Partendo da queste considerazioni, Lundgren studia la localizzazione delle fibre plastiche che, per una determinata condizione di carico, soddisfa al principio dell'utilizzazione integrale dei materiali; dopo di che passa al calcolo delle tensioni trasversali valutate sottoponendo un elemento di arco compreso fra due sezioni trasversali all'a-

zione simultanea del carico esterno e degli sforzi tangenziali. Se ci si attiene al caso precedentemente ricordato di una volta cilindrica simmetrica ad asse orizzontale, la teoria conduce a prevedere due eventualità secondo che la resistenza disponibile si trovi esaurita nel senso trasversale prima che nella direzione longitudinale o viceversa. Nel caso delle volte iperstatiche in senso longitudinale o trasversale, Lundgren ammette che i momenti flettenti esterni si uguaglino come lo suppone la teoria delle cerniere plastiche. Infine è fatta allusione a un « effetto lastra » che aumenterebbe la resistenza trasversale della volta.

Per le volte del modello corto, Lundgren estende al campo plastico lo schema che consiste nell'ammettere che si formino, sui bordi della volta, due travi fittizie che scaricano sugli appoggi le spinte degli elementi intermedi delle coperture. Lundgren osserva tuttavia che quando il carico applicato aumenta, cresce l'estensione della zona perturbata; ben presto la seconda onda della sinusoide smorzata, che rappresenta le azioni perturbatrici, non è più trascurabile. In definitiva si vede comparire sui fianchi della volta una serie di fibre plastiche, alternativamente compresse e tese, la cui localizzazione è studiata in base al principio della miglior utilizzazione delle capacità di resistenza dei materiali. Secondo Lundgren la rottura si produrrebbe per esaurimento della resistenza trasversale. Bisognerebbe tuttavia tener conto della collaborazione alla resistenza degli elementi longitudinali della volta che darebbero luogo ad un « effetto lastra » che Lundgren valuta secondo la teoria delle linee di rottura di Johansen.

Metodo di Baker. Un'altra teoria per il calcolo delle volte lunghe è stata proposta dal Baker nel 1950 (4). Anche qui la volta è assimilata a una trave cava e si trascura l'effetto della deformazione trasversale; si ammette d'altro lato che il calcestruzzo teso sia fessurato e che le sezioni trasversali restino piane. Per localizzare l'asse neutro, il prof. Baker fa diverse ipotesi sul rapporto delle deformazioni dell'acciaio teso e del calcestruzzo compresso; in particolare queste ipotesi tengono conto dell'esistenza eventuale di uno stato di precompressione fra acciaio e calcestruzzo e della presenza o dell'assenza dell'aderenza fra i due materiali. In generale il Baker considera due ipotesi estreme, che lo conducono a due differenti diagrammi delle sollecitazioni longitudinali. Da questi diagrammi egli deduce le leggi estreme di ripartizione delle tensioni trasversali con un metodo analogo a quello di Lundgren.

Nel 1952 il Baker ha completato la sua teoria studiando il problema delle volte del modello corto (5). In questo caso egli ammette che la volta funzioni nello stesso tempo come una trave cava longitudinale sottoposta a flessione trasversale e come una serie di fibre longitudinali funzionanti come una lastra inflessa in senso longitudinale. Anche qui si ammette che le parti tese delle sezioni sottoposte ai più forti momenti calcolati con la teoria della trave siano fessurate; da questa fessurazione non consegue tuttavia la distruzione del-

l'effetto lastra. Nel funzionamento a « trave cava » si ammette ancora la conservazione delle sezioni piane, sì che la distribuzione degli sforzi tangenziali è analoga a quella che si trova per le volte lunghe. Nello stesso modo vengono considerate due leggi estreme di ripartizione per tener conto delle incertezze riguardanti la posizione dell'asse neutro. Rimane allora da determinare il coefficiente di ripartizione del carico fra le due serie di strisce longitudinali e trasversali. Questo studio è condotto per approssimazioni successive, ammettendo che le strisce si trasmettano le une alle altre soltanto delle reazioni normali.

Discussione. Vedremo in seguito che i dati sperimentali concernenti il comportamento a rottura delle volte sottili sono ancora molto limitati. E dunque, per il momento, molto difficile dare un giudizio sui metodi veramente molto ingegnosi proposti da Lundgren e Baker. Tutt'al più si può tentare di formulare alcune osservazioni sulle ipotesi da cui gli autori sono partiti per stabilire le loro teorie.

In linea generale abbiamo personalmente l'impressione che Lundgren e Baker abbiano tentato di risolvere il problema forse troppo astrattamente. Per ciò che riguarda per esempio la teoria di Lundgren ci sembra che troppo spesso essa si appelli al principio secondo il quale la plasticità dovrebbe assicurare in tutti i casi l'utilizzazione integrale della capacità di resistenza dei materiali. Ricorderemo a questo proposito che per le travi continue si è potuto mettere in evidenza in molti casi uno scarto sensibile fra le previsioni della teoria dell'egualizzazione dei momenti ed i valori sperimentali dei carichi di rottura. Crediamo quindi che sarebbe imprudente estendere senza precauzioni al campo molto più complesso delle volte autoportanti il principio secondo il quale le sezioni resistenti sarebbero suscettibili di passare senza transizione dalla fase elastica alla fase plastica e potrebbero offrire in quest'ultima una capacità di adattamento praticamente illimitata. Queste osservazioni si riferiscono in primo luogo alla trasposizione diretta, nel campo delle volte sottili iperstatiche, dei principi della teoria dell'egualizzazione dei momenti. Ma bisogna ugualmente tenere conto nello studio della ripartizione del carico fra i diversi elementi portanti, che si distinguono nell'interno di una volta isolata. Come nel campo delle ossature in calcestruzzo, non crediamo che sia possibile fare astrazione, nello studio del regime elastoplastico delle volte sottili, dall'ordine di successione dei fenomeni e dall'importanza relativa degli effetti di redistribuzione provocati dalle differenti specie di deformazioni anelastiche. Questo significa che a nostro parere non si potrà giungere a stabilire una « teoria dell'adattamento » di portata generale che impostando uno studio sistematico dell'evoluzione del regime d'equilibrio. Questo studio dovrà anzitutto fondarsi su un'analisi teorica degli effetti delle diverse specie di « distorsioni » che possono prodursi nelle volte sottili fessurate. Segneremo, come esempio di una ricerca di questa natura, una memoria che

abbiamo pubblicata nel 1953 sui fenomeni di adattamento al bordo delle superfici di rivoluzione (29). Dopo di che bisognerà cercare di procurarsi un'ampia raccolta di dati sperimentali. In questo campo ci sembra che si potranno raggiungere rapidamente dei risultati praticamente utilizzabili solo dando agli esperimenti un orientamento sistematico. Si potrebbero per esempio classificare i differenti tipi di volte sottili cilindriche in un certo numero di categorie (diremmo una decina); realizzare su modelli di volte isolate degli esperimenti di rottura facendo variare la percentuale d'armatura; osservare accuratamente l'evoluzione dei fenomeni d'adattamento; infine tentare d'interpretare teoricamente i risultati, studiando dapprima la fase elastica, poi l'effetto delle prime distorsioni, in ultimo la fase di rottura. S'intende che questi primi esperimenti dovrebbero cercare di eliminare i fenomeni parassiti, che possono essere prodotti dall'instabilità elastica, dalle rotture per taglio, ecc. Solo in seguito potranno essere presi in considerazione questi aspetti del problema, come pure gli effetti di continuità longitudinale o trasversale.

Un programma analogo potrebbe essere stabilito per le volte di rivoluzione.

Per concludere su questo argomento, vorremmo far menzione dei fenomeni provocati dal « fluage » del calcestruzzo. Molto spesso, nelle discussioni che si riferiscono agli effetti delle deformazioni anelastiche si ha tendenza ad assimilare « fluage » e plasticità. Ricorderemo a questo proposito che, nelle costruzioni in calcestruzzo, bisogna distinguere nettamente le deformazioni provocate dal « fluage », la cui ampiezza è sensibilmente proporzionale alle sollecitazioni, dalle deformazioni propriamente plastiche. Mentre infatti queste ultime danno sempre luogo a delle ridistribuzioni delle tensioni tra i diversi elementi portanti, il « fluage », se è caratterizzato in tutta la costruzione dallo stesso coefficiente specifico, non ha alcun effetto sul regime degli sforzi prodotto da carichi esterni. Indipendentemente dai fenomeni di instabilità dell'equilibrio, di cui parleremo nel paragrafo seguente, non c'è motivo di preoccuparsi del « fluage uniforme » che in presenza di stati di tensione provocati dall'introduzione di deformazioni non compatibili: se ne terrà conto per esempio nelle volte precomprese calcolando le cadute di tensione nei cavi provocate dal « fluage » o nella valutazione degli effetti del ritiro, ecc. (30).

Ricerche riguardanti l'instabilità dell'equilibrio.

Abbiamo già fatto osservare in precedenza, in particolare nell'analisi della relazione del professor Haas, che l'introduzione della precompressione permette di aumentare le dimensioni delle volte sottili in calcestruzzo. Questo aumento implica necessariamente un accrescimento dei rischi d'instabilità. Lo studio dei fenomeni d'instabilità dell'equilibrio, la cui importanza è già considerevole per le volte ordinarie, costituisce dunque un problema essenziale nel campo delle volte precomprese.

Il signor Haas osserva nella sua relazione che

una volta sottile cilindrica può dar luogo a molteplici forme d'instabilità, di cui le principali sono:

l'inflessione locale nelle zone sottoposte a sforzi di compressione;

l'appiattimento della volta chiamato talvolta « effetto Brazier » (quest'ultimo fenomeno si produce particolarmente nelle volte sprovviste di travi di bordo);

instabilità per effetto combinato di flessione deviata e di torsione dell'insieme della volta (in particolare per le volte asimmetriche).

Se a queste considerazioni si aggiunge che in genere l'instabilità delle volte in calcestruzzo si produce nel campo plastico, si comprenderà che lo studio sistematico del problema è tutt'altro che facile. È ovvio d'altra parte che le complicazioni sono ancora più considerevoli per le volte di forma qualsiasi.

Il materiale bibliografico disponibile riguarda specialmente le volte cilindriche. Ne riassumiamo l'essenziale.

Anche qui una fonte d'informazione importante è il libro di Lundgren (7). Nel capitolo 18 di quest'opera l'autore nota in primo luogo che, se il comportamento del calcestruzzo fosse perfettamente elastico, il problema dell'instabilità locale delle volte sottili potrebbe essere risolto con l'applicazione a questo caso particolare delle formule stabilite per i tubi. Si dimostra infatti che l'esistenza delle generatrici di riva non ha una grande influenza sui risultati. Il problema è complicato dal prodursi nel calcestruzzo di deformazioni non lineari. Lundgren distingue perciò tre specie di volte: le volte estremamente sottili per le quali si possono utilizzare le formule elastiche; le volte spesse per le quali il pericolo d'instabilità non esiste; le volte intermedie per le quali la sollecitazione ammissibile è inferiore tanto alla resistenza alla compressione semplice quanto alla tensione critica stabilita dalle formule d'instabilità elastica. Per quest'ultima categoria, che comprende la maggior parte delle volte esistenti, Lundgren propone una formula empirica assai semplice che esprime la tensione ammissibile σ_a in funzione della tensione critica elastica σ_{er} e della resistenza allo schiacciamento su cubi σ_B . Questa formula si scrive:

$$\frac{1}{\sigma_a} = \frac{1}{\sigma_{er}} + \frac{1}{\sigma_B}$$

o, se si vuole:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_B}{1 + \frac{\sigma_B}{\sigma_{er}}} \quad (1)$$

Rimane dunque da calcolare la tensione critica σ_{er} . Per le volte lunghe Lundgren ammette che il pericolo d'instabilità locale della zona compressa adiacente alla chiave della volta possa essere studiato per mezzo delle formule stabilite per i tubi compressi nel senso assiale, cioè:

$$\sigma_{er} = 0,6 E \frac{\delta}{R} \quad (2)$$

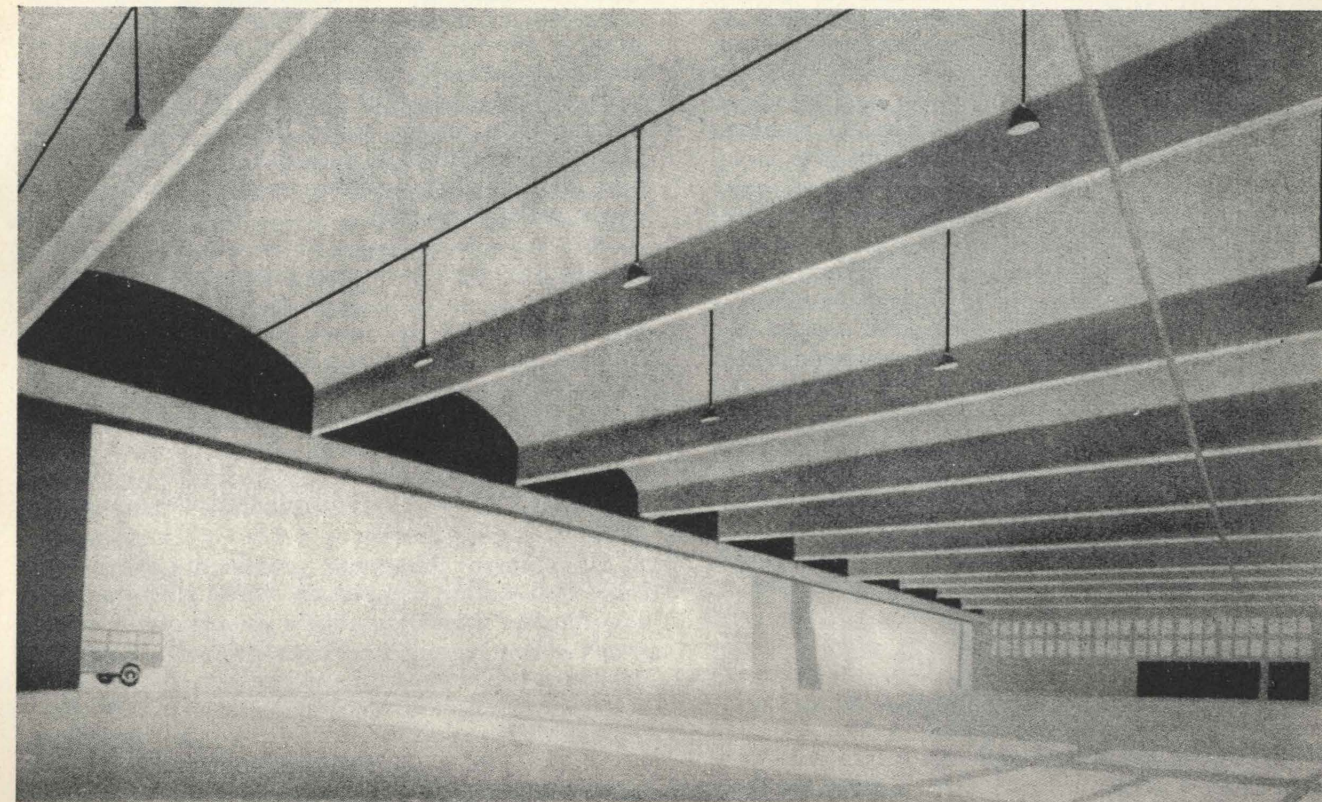


Fig. 17 - Hangar d'aviazione a Karachi (Pakistan). Volte sottili precomprese del tipo lungo.

Il coefficiente numerico che figura in questa espressione è tuttavia ridotto a 0,2 per tener conto delle divergenze che sono state osservate fra i risultati della formula (2) e i dati d'esperienza. Per le volte del modello corto, il pericolo d'instabilità proviene dalle sollecitazioni trasversali di compressione che raggiungono il loro massimo al sommo della volta. Questa volta, per calcolare σ_{er} , si utilizzano le formule che si riferiscono ai tubi compressi dall'esterno. In particolare, se la lunghezza della volta non è troppo piccola, si può usare l'espressione semplificata:

$$\sigma_{er} = 1,1 E \frac{\delta}{R} \sqrt{\frac{\delta}{R}} \quad (3)$$

I valori delle tensioni ammissibili calcolati riportando σ_{er} tratto dall'espressione (3) nella formula (1) sono stati controllati da Lundgren per mezzo di sei esperimenti effettuati su altrettanti modelli di volte. I risultati tenderebbero a dimostrare l'esistenza di un accordo soddisfacente fra i dati teorici ed i valori sperimentali. Lundgren propone anche una formula diretta a maggiorare l'intensità delle sollecitazioni provocate dai momenti flettenti trasversali per tener conto del pericolo d'instabilità. Un'altra espressione, tratta dallo studio della resistenza dei tubi alla torsione, serve a calcolare la sollecitazione tangenziale critica.

Uno studio dell'instabilità locale delle volte sottili si trova anche nel Manuale No. 32 dell'A.S.C.E. (18). Anche qui le tensioni critiche sono calcolate per mezzo delle formule stabilite per i tubi. Quest'opera non considera tuttavia

l'influenza dei fenomeni plastici. Un'espressione della sollecitazione critica fondata sull'utilizzazione della nozione di « modulo tangenziale », e che tiene conto inoltre dell'effetto combinato dello sforzo assiale e dei momenti flettenti trasversali, è stata proposta d'altra parte in un recente articolo di Ernst, Marlette e Berg (10). Oltre queste indicazioni quantitative sul valore delle sollecitazioni critiche, si possono trarre dagli studi precedenti utili indicazioni sul modo di evitare il pericolo d'instabilità locale. Per le volte lunghe si aumenterà considerevolmente la resistenza adottando delle nervature d'irrigidimento longitudinali. Per le volte del modello corto si disporranno delle nervature trasversali. Infine, per le volte di lunghezza intermedia, sarà utile adottare delle costole d'irrigidimento disposte nelle due direzioni.

Lo studio del secondo aspetto dell'instabilità delle volte cilindriche, l'effetto Brazier (31), è sviluppato nei lavori pubblicati nel 1933 e 1935 da Belluzzi (32, 33). Lundgren ha ripreso questi lavori per indicare le disposizioni pratiche da adottare per evitare il pericolo di appiattimento che è all'origine di questo fenomeno.

Per ciò che si riferisce al terzo aspetto dell'instabilità dell'equilibrio delle volte cilindriche e delle volte a sezione poligonale, sono stati pubblicati in Italia numerosi lavori teorici nel corso di questi ultimi anni (34-38). Questi lavori, fondati per lo più sul metodo energetico, studiano le condizioni di stabilità dell'insieme della volta. I più recenti di essi considerano, oltre l'azione dei ca-

ricchi esterni, l'effetto della presenza dei cavi di precompressione. A questo proposito è interessante notare che, per delle volte di dimensioni correnti, la presenza della precompressione non produce, nelle condizioni più sfavorevoli, che un aumento assai moderato del pericolo di « flambage ».

Qualsiasi forma d'instabilità venga considerata, è necessario preoccuparsi sempre, nelle costruzioni in calcestruzzo, degli effetti del « fluage ». A dire il vero vi sono casi che sembrano sfuggire a questa necessità; per esempio quello di una barra compressa nel senso assiale il cui carico critico conserva il medesimo valore in regime visco-elastico e in regime elastico (ciò che si deve al fatto che il valore del carico critico d'Eulero non risente l'influenza di eventuali piccoli cambiamenti di forma). In realtà questo caso rientra anch'esso nella regola generale dal momento che il « fluage » esalta l'effetto delle deformazioni e diminuisce quindi il valore del carico che delimita il campo di ciò che si è convenuto di chiamare l'instabilità elastica. Vi è generalmente tendenza a credere che, per tenere conto del « fluage », basti diminuire il valore del modulo elastico. Un semplice sguardo ai casi più semplici dimostra che in realtà il fenomeno è sensibilmente più complesso (30, 36). Tuttavia, nel campo delle volte sottili, la questione non è stata, per così dire, esaminata. Conviene quindi augurarsi che i ricercatori si preoccupino di questo importante problema. Da notare che nel campo sperimentale si potranno probabilmente ottenere risultati interessanti operando su modelli in materia plastica.

Dati sperimentali.

Mentre esistono numerose ricerche sperimentali riferentisi a volte sottili metalliche, i dati d'esperienza sulle volte sottili in calcestruzzo sono relativamente limitati. Ciò si deve essenzialmente alle difficoltà sperimentali che s'incontrano quando si cerca di riprodurre in scala ridotta una volta in calcestruzzo il cui spessore è già piccolo nelle dimensioni reali. Inoltre i lavori attualmente disponibili sono abbastanza dispersi e solo un piccolo numero d'essi riguarda le volte precomprese. Bisogna tuttavia notare che una documentazione complementare molto interessante ci è fornita dalle osservazioni fatte su parecchie opere importanti durante il disarmo e le prove di carico.

Si dimentica abbastanza spesso che le prime realizzazioni di volte sottili hanno in certo modo un'origine sperimentale. Il felice risultato ottenuto nella costruzione del Planetarium di Berlino nel 1923 da Bauersfeld e Dischinger ha infatti dato origine allo sviluppo delle coperture in volte sottili in Germania. Gli studi teorici non apparvero che più tardi; in principio i costruttori avevano a loro disposizione solo l'intuizione e l'esperienza acquistata durante la costruzione delle prime opere.

Durante alcuni anni gli studi teorici e le ricerche sperimentali si svilupparono parallelamente. Appartengono a quest'epoca i lavori di Saliger e Kleinlogel in Germania (39-40), e un poco più tardi gli esperimenti fatti in Svizzera su un'opera

progettata da Maillart. La maggior parte di questi studi si riferisce a osservazioni fatte su volte in grandezza naturale. Si può dire che i loro principali risultati furono di confermare la fiducia dei calcolatori in questo nuovo tipo di costruzione e di mettere in rilievo la necessità di spingere il calcolo al di là dello schema troppo semplice della teoria della membrana.

Una seconda categoria di ricerche sperimentali è costituita dalle prove eseguite alcuni anni più tardi per verificare su modelli o direttamente su opere la validità dei nuovi metodi di calcolo di cui si disponeva, in particolare dei metodi di Finsterwalder e Schörer. Segneremo i lavori di Sachepotiev in U.R.S.S. (41), gli esperimenti particolarmente interessanti di Torroja sul modello del « Fronton Recoletos » (42, 43) e quelli di Lundgren (44) su differenti modelli di volte cilindriche.

Un numero abbastanza grande di esperimenti sono anche stati eseguiti su volte di forma più complicata, il cui equilibrio non poteva essere studiato con metodi analitici. Citiamo le ricerche del Torroja sui modelli del mercato di Algesiras e su un esemplare in grandezza naturale delle tribune dell'ippodromo di Madrid (43); gli esperimenti di Hruban (45) e più recentemente lo studio sul modello di una volta a « ombrello » di Pizzetti (46).

Dopo l'ultima guerra la maggior parte degli studi sperimentali ha avuto lo scopo di studiare il comportamento delle volte al di là dei limiti d'elasticità e di analizzare l'influenza della precompressione. Particolarmente interessanti appaiono le osservazioni che sono state fatte nel corso dello studio della copertura della chiesa Felix e Regula di Zurigo, che è costituita da una volta molto schiacciata avente in piano la forma di una lemniscata di Cassini (8). Gli esperimenti su tre modelli in scala 1/10 costruiti dal Torroja nell'Istituto di Madrid misero in evidenza l'effetto favorevolissimo della messa in precompressione dell'anello di base della volta. Quest'effetto si tradusse in una forte diminuzione delle flessioni agenti sui bordi della volta e, conseguentemente, in un accrescimento sensibile del carico di rottura. Misure eseguite durante la messa in precompressione della volta stessa e durante le prime settimane dopo il disarmo hanno permesso di rilevare una coincidenza soddisfacente fra i risultati degli esperimenti preliminari e l'andamento reale delle deformazioni. Citeremo anche: gli esperimenti eseguiti, sotto la direzione del prof. Baker, da Gouda e Shaker che avevano lo scopo di fare un primo controllo del metodo di calcolo a rottura di Baker (47-48). Una delle volte provate era in calcestruzzo ordinario; il suo comportamento sembra aver riprodotto abbastanza fedelmente le previsioni teoriche. L'altra volta, costituita da elementi prefabbricati uniti da cavi di precompressione, ha visto la sua resistenza limitata dall'insufficienza della resistenza dei giunti allo sforzo di taglio. Le esperienze di Pippard e Chitty (49). Quelle di Haas (51). Le prove di Vlachlis (50) su

un modello di volta lunga precompressa. Gli esperimenti di Ernst, Marlette e Berg, già menzionati, eseguiti su tre modelli di volte lunghe, la cui rottura si è prodotta per sforzo di taglio (10). I nostri propri esperimenti su un modello di volta lunga e un modello di volta corta sui quali abbiamo cercato di eseguire una prima verifica sommaria dei calcoli a rottura di Lundgren (11). Infine le ricerche in corso presso la Cement and Concrete Association che si propongono di studiare l'effetto del cedimento degli appoggi sulle condizioni d'equilibrio di una volta lunga continua.

Termineremo il nostro esposto riferendo che in questi ultimi anni molti costruttori di volte precomprese hanno tratto utili considerazioni da un attento esame del comportamento delle loro opere. Particolarmente interessanti in questo campo i dati ottenuti da Goldstein sul garage di Bournemouth (19), le osservazioni di Cousins su un garage a Sheffield e su diverse altre costruzioni industriali (52).

Dobbiamo infine ricordare i risultati del professor Haas, di cui abbiamo parlato nella prima parte della nostra relazione.

Conclusione.

Si è molto giustamente fatto osservare che la introduzione della precompressione nelle volte sottili realizza la sintesi dei due progressi più notevoli che si siano manifestati nella tecnica dei me-

todi da costruzione in questi ultimi anni. Fin d'ora intravediamo le straordinarie possibilità che questi nuovi sistemi d'esecuzione offrono ai costruttori del futuro; è tuttavia evidente che siamo ancora lungi dal possedere quelle cognizioni teoriche e quei dati d'esperienza che soli permetteranno di sfruttare a fondo queste tecniche perfezionate. A giudizio dei calcolatori avveduti d'altronde il problema è complicato dal fatto che un calcolo corretto dovrà necessariamente tener conto dei fenomeni anelastici, a proposito dei quali le nostre informazioni sono ancora particolarmente sommarie. Si apre dunque davanti a noi un vasto campo di studi nel quale avremo ogni interesse a operare in maniera sistematica, curando, se possibile, una suddivisione del lavoro fra i diversi centri di ricerca. Noi abbiamo abbozzato un piano di lavoro per ciò che riguarda il « calcolo a rottura ». Un piano analogo potrebbe essere tracciato per le ricerche concernenti l'instabilità dell'equilibrio. Saremmo molto lieti se le discussioni che avranno luogo al Congresso di Amsterdam potessero servire a precisare i punti essenziali di questi programmi ed a gettare le basi della loro realizzazione. Questo sarebbe infatti il modo più sicuro di contribuire al rapido sviluppo della tecnica delle volte sottili precomprese, le cui brillanti possibilità non è più dato ormai di mettere in dubbio.

Franco Levi

Analisi comparativa delle prescrizioni relative al calcestruzzo precompresso in diversi paesi

La comunicazione, presentata dal belga A. Paduart, pone a raffronto in maniera sintetica le prescrizioni relative al precompresso in vari Paesi. Da essa emergono analogie e divergenze, che sono brevemente commentate dall'Autore.

1. INTRODUZIONE

1.1 PIANO DEL LAVORO DEL CONFRONTO

Abbiamo avuto l'occasione di confrontare i regolamenti relativi al cemento armato precompresso che esistono in sette paesi. Daremo più avanti la lista completa di questi regolamenti.

Nella nostra analisi abbiamo considerato successivamente i diversi problemi che hanno fatto oggetto di regole e, per ciascuno di essi, abbiamo riunite le prescrizioni inerenti. Ogni prescrizione è preceduta dalla lettera indicante il paese che l'ha introdotta.

La nostra attenzione è stata attratta solo dalle questioni che hanno dato luogo a delle prescrizioni in almeno due paesi. D'altra parte non ci occupiamo, nel presente rapporto, delle istruzioni che per la loro evidenza non possono suscitare nessuna discussione non costituendo che dei consigli o delle regole di buona esecuzione: ci riferiamo ad esempio alla rigidità e all'impermeabilità delle casseforme e delle guaine, alle precauzioni da

prendere contro il gelo, alla manipolazione degli elementi prefabbricati, ecc.

Al fine di facilitare il confronto delle prescrizioni, abbiamo a volte introdotto piccole trasformazioni di forma, senza tuttavia alterare la sostanza. In particolare abbiamo cercato di unificare le notazioni riferendoci sempre alle indicazioni citate sotto 1.3; e così pure abbiamo sostituito le espressioni frazionarie con dei numeri decimali equivalenti quando ne risultava un vantaggio.

Abbiamo cercato di dare al nostro rapporto la forma più concisa, per quanto più completa possibile, al fine di meglio mettere in evidenza le differenze che sorgono tra le prescrizioni dei diversi paesi.

Definiamo col termine « pre-tensioning » la tecnica che consiste nel tendere le armature prima del getto ed in cui l'ancoraggio viene realizzato per aderenza e col termine « post-tensioning »: la tecnica che consiste nell'effettuare la messa in tensione dei fili dopo l'indurimento del calcestruzzo.

- 1.2 LISTA DEI DOCUMENTI ANALIZZATI E DELLE LETTURE DI RIFERIMENTO
- B *Belgio*. Istruzioni relative al c. a. precompresso (Ufficio S.E.C.O.) gennaio 1954.
Istruzioni sul cemento armato (Istituto Belga di Normalizzazione) 5ª edizione 1955.
- D *Germania*. Istruzioni per il dimensionamento del cemento armato precompresso (DIN 4227, ottobre 1953).
- F *Francia*. Istruzioni provvisorie sull'impiego del cemento armato precompresso (Ci.colare n. 14). Ministero dei Lavori Pubblici, Trasporti e Turismo, 26 ottobre 1953.
- GB *Gran Bretagna*. Primo rapporto sul cemento armato precompresso. (Inst. of Civ. Engineers, Settembre 1951).
Istruzioni sul c. a. precompresso (testo provvisorio).
- I *Italia*. Norme d'impiego del c. a. precompresso. (testo provvisorio, febbraio 1955).
- NL *Olanda*. Istruzioni sulle costruzioni in c. a. precompresso (STUVO, testo provvisorio, novembre 1954).
Bollettino della commissione degli acciai per cemento armato, 20 dicembre 1954.
- US *Stati Uniti*. Criteri di progettazione dei ponti in c. a. precompresso (Dipartimento del commercio, Ufficio strade, Washington) (1954).

1.3 NOTAZIONI ADOTTATE

M_q	momento flettente massimo sotto carico permanente
M_s	momento flettente massimo dovuto al sovraccarico
$M_{q+s} = M_q + M_s$	momento flettente massimo totale
M_f	momento flettente di fessurazione
M_r	momento flettente di rottura
M_{ra}	momento flettente di rottura (rottura dell'acciaio)
M_{rb}	momento flettente di rottura (rottura del calcestruzzo)
σ_p	compressione prodotta nel calcestruzzo dalla precompressione
σ_q	compressione prodotta nel calcestruzzo dal carico permanente
σ_s	compressione prodotta nel calcestruzzo dai sovraccarichi mobili
σ_a	tensione nell'acciaio
σ_{al}	tensione « finale » nell'acciaio preteso
σ_{ar}	tensione nell'acciaio al momento della rottura per flessione della trave
R'_{br}	tensione di rottura del calcestruzzo alla compressione su cubo
R_{br}	tensione di rottura del calcestruzzo alla trazione
R'_{br28}	valore a 28 giorni di età di R'_{br}
R'_{brco}	valore finale di R'_{br}
$R'_{br cyl}$	tensione di rottura del calcestruzzo alla compressione su cilindro

$R'_{br cyl 28}$	valore a 28 giorni di $R'_{br cyl}$
E_b	modulo di elasticità del calcestruzzo
ψ	coefficiente di fluage, vale a dire rapporto della deformazione differita rispetto alla deformazione istantanea (deformazione finale meno la deformazione istantanea)
R_{ae}	limite elastico dell'acciaio
$R_{ae} (x \%)$	limite convenzionale d'elasticità dell'acciaio definito da un allungamento permanente di x %
R_{ar}	tensione di rottura dell'acciaio alla trazione
h	altezza totale d'una sezione inflessa
h_u	altezza utile (distanza misurata tra il baricentro degli acciai e il lembo opposto)
h_0	altezza della tavola di una sezione a T
d	diametro di una armatura (filo o barra)
Ω	area di una sezione trasversale

2. PRESCRIZIONI RELATIVE ALLA QUALITÀ DEI MATERIALI

2.1 QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

2.11 Dosatura minima in cemento

F	400 kg/m³, salvo deroga
GB pre-tensioning:	375 kg/m³.
post-tensioning:	325 kg/m³.

2.12 Resistenza minima del calcestruzzo

2.121 Resistenza minima a 28 giorni	
GB pre-tensioning:	420 kg/cm² (su cubo).
Scopo della prescrizione: non solo assicurare la resistenza dell'opera, ma anche diminuire le deformazioni dovute al fluage e al ritiro. Se il diametro dei fili utilizzati è inferiore a 5 mm, questo valore può essere ridotto.	
I	356 kg/cm² (su cubo).
NL	200 kg/cm² (su cubo).

2.122 Resistenza minima al momento della messa in tensione

D	Si considerano tre qualità di calcestruzzo:
B 300:	240 kg/cm²
B 450:	360 kg/cm²
B 600:	480 kg/cm²
} su cubo	
È permesso effettuare una precompressione parziale quando la resistenza del calcestruzzo raggiunge il 50 % dei valori stabiliti, a condizione che le tensioni che ne risultano non sorpassino il 30 % delle tensioni normalmente ammissibili.	
GB pre-tensioning:	280 kg/cm² (su cubo).
US	245 kg/cm² (su cilindro).

2.2 QUALITÀ DEGLI ACCIAI PER PRECOMPRESSO

2.21 Definizione del limite elastico (valore dell'allungamento permanente)

B	0,2 %
D	0,2 %
F	0,2 %
GB	0,1 %
I	0,1 % e 0,2 %
NL	0,05 %
US	0,2 %

2.22 Tensione di rottura

I	$R_{ar} \geq 1,1 R_{ae} (0,2 \%)$
NL	$R_{ar} \geq 1,43 R_{ae} (0,05 \%)$ per il filo trafilato
	1,18 $R_{ae} (0,05 \%)$ per il filo trafilato e trattato
	1,11 $R_{ae} (0,05 \%)$ per il filo laminato.

2.23 Allungamento minimo alla rottura

B	6 % su $8,16 \sqrt{\Omega}$
I	$2,25 \% + 0,25 d$ (in mm) su 50 mm + $11,3 \sqrt{\Omega}$
NL	5 % per filo trafilato e 6 % per filo laminato su $11,3 \sqrt{\Omega}$
US	per fili: 3 % su 253 mm
	per barre: 4 % su $22,6 \sqrt{\Omega}$

2.24 Prova di piegamento

B	Per opere con carichi ripetuti: 8 pieghe a 90° su mandrino, diametro = 6 d.
F	Possono essere stabiliti per acciai mai ancora usati, o usati raramente.
I	4 pieghe a 90° su mandrino, diametro = 4 d.
NL	1 piega a 180° su $\begin{cases} 2,5 d \text{ per filo trafil.} \\ 5 d \text{ per filo lamin.} \end{cases}$
	e 25 pieghe a 90° per filo trafilato
	15 pieghe a 90° per filo trafil. e trattato
	8 pieghe a 90° per filo laminato
	} su mandrino diametro = 14 d

2.25 Prova di fatica

I	Prova di fatica ondulata imposta quando la tensione subisce, in servizio, delle oscillazioni superiori a 10 kg/mm². Il coefficiente di sicurezza deve essere uguale a 2 per 10⁶ oscillaz.
---	---

2.26 Tolleranze sul diametro

I	2 % per eccesso sul diametro
NL	Fili trafilati: 4 % per eccesso e 2 % per difetto sulla sezione. In una sezione qualunque, gli spessori non possono differire più del 4 %.
	Filo laminato: 10 % per eccesso e 2 % per difetto sulla sezione.
	In una sezione qualunque, gli spessori non possono differire più del 10 %.
US	0,075 mm per eccesso o per difetto sul diametro.

2.27 Stato della superficie

D	Non difetti superficiali nè ruggine aderente.
GB I	fili che saranno avvolti dal calcestruzzo debbono essere sgrassati e ripuliti. Non sono

tollerate pellicole di ruggine staccabile: può essere favorevole una ruggine ben aderente.

I Non corrosione, nè difetti superficiali apparenti. Si può tollerare una ossidazione che sparisce completamente fregando con uno strofinaccio asciutto.

NL Non difetti visibili a occhio nudo, superficie pulita, poco o nulla corrosa.

US Superficie liscia senza difetti gravi.

2.28 Acciai laminati a caldo

B	È vietato l'uso di acciai laminati a caldo.
D	È previsto l'uso di acciai laminati a caldo.
NL	È previsto l'uso di acciai laminati a caldo.

2.29 Saldatura degli acciai da precompresso

B	La saldatura è proibita.
NL	La saldatura è proibita.

3. PRESCRIZIONI RELATIVE ALLE SOLLECITAZIONI AMMISSIBILI

3.1 COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO DOVUTO A FLESSIONE

3.11 Compressione del calcestruzzo al lembo inferiore al momento della messa in tensione

B	0,36 R'_{br} .
È necessario mantenere, per almeno due giorni dopo la precompressione, e su tutta la lunghezza della trave, divenuta intieramente libera, un supporto situato a meno di 5 cm da questa. Non si può sorpassare 160 kg/cm², a meno che si tratti di una produzione di una fabbrica specializzata.	
D	per B 300: 0,47 R'_{br28} .
	per B 450: 0,40 R'_{br28} .
	per B 600: 0,35 R'_{br28} .
Se la sezione è nervata o a forma di cassone si devono diminuire questi valori di circa 0,02 R'_{br28} .	
F	0,45 R'_{br} .
GB	0,40 R'_{br} .
I	0,42 R'_{br} .
NL	45 kg/cm² + 0,30 R'_{br} .
US	pre-tensioning 0,60 $R'_{br cyl}$.
	post-tensioning 0,55 $R'_{br cyl}$.

3.12 Compressione del calcestruzzo al lembo inferiore al momento della messa in servizio

B	0,28 R'_{br} .
Non si può sorpassare 160 kg/cm² a meno che si tratti di una produzione di una fabbrica specializzata.	
D	per B 300: 0,47 R'_{br28} .
	per B 450: 0,40 R'_{br28} .
	per B 600: 0,35 R'_{br28} .
Se la sezione è nervata o a cassone, si devono diminuire questi valori di circa 0,02 R'_{br28} . Se la sezione è sollecitata a flessione deviata, la sollecitazione ammissibile può essere aumentata di circa 0,02 R'_{br28} all'angolo più compresso.	
F	0,40 R'_{br} .

GB 0,33 R'_{br28} .
 I 0,32 R'_{br28} .
 NL 30 $\text{kg/cm}^2 + 0,20 R'_{br28}$.
 US 0,40 $R'_{br\text{ cyl } 28}$.

3.13 Compressione del calcestruzzo al lembo superiore al momento della messa in servizio

B 0,28 R'_{br} .
 Non si può superare 160 kg/cm^2 tranne che si tratti di una produzione di una fabbrica specializzata.

D per B 300: 0,37 R'_{br28} .
 per B 450: 0,31 R'_{br28} .
 per B 600: 0,27 R'_{br28} .

Se la sezione è nervata o a cassone si devono diminuire questi valori di circa 0,2 R'_{br28} .

Se la precompressione produce una compressione σ_p , si può sostituire la sollecitazione risultante con $0,75 \sigma_p + \sigma_{q+s}$.

Se la sezione è sollecitata a flessione deviata, la sollecitazione ammissibile può essere aumentata di circa 0,02 R'_{br28} all'angolo più compresso.

F 0,28 R'_{br} .

GB 0,33 R'_{br28} .

I 0,32 R'_{br28} .

NL 30 $\text{kg/cm}^2 + 0,20 R'_{br28}$.

US 0,40 $R'_{br\text{ cyl } 28}$.

3.2 COMPRESSIONE LOCALE DEL CALCESTRUZZO AGLI ANCORAGGI

B La compressione locale può essere maggiorata secondo giustificazione da darsi all'ingegnere responsabile.

In nessun caso può superare 1,75 volte la compressione ammissibile in flessione.

D La compressione locale ammissibile è uguale

$$a \sigma \sqrt{\frac{\Omega_b}{\Omega_p}}$$

$$\sigma = \begin{cases} 0,27 R'_{br28} & \text{per B 300} \\ 0,24 R'_{br28} & \text{per B 450} \\ 0,22 R'_{br28} & \text{per B 600} \end{cases}$$

Ω_p = sezione di controllo della piastra col calcestruzzo.

Ω_q = sezione massima del calcestruzzo che si può disegnare sull'estremità della trave rispettando le seguenti condizioni:

- (1) Ω_b e Ω_p devono avere lo stesso baricentro;
- (2) nessuna dimensione di Ω_b può superare 5 volte la dimensione corrispondente della placca;
- (3) se ci sono più placche una vicina all'altra, le sezioni corrispondenti Ω_b non possono ricoprirsì.

La compressione locale prodotta dalla spinta contro il béton dei moduli delle armature non può superare:

(1) se il ricoprimento delle armature raggiunge 2 d:

per B 300: 0,40 R'_{br28} .
 per B 450: 0,33 R'_{br28} .
 per B 600: 0,30 R'_{br28} .

(2) se il ricoprimento delle armature raggiunge 5 d:

per B 300: 0,47 R'_{br28} .
 per B 450: 0,40 R'_{br28} .
 per B 600: 0,37 R'_{br28} .

GB La compressione locale ammissibile è uguale

$$a 0,50 R'_{br} \sqrt{\frac{\Omega_c}{\Omega_p}}$$

Ω_p = sezione di contatto della piastra col calcestruzzo.

Ω_c = sezione massima del calcestruzzo di forma quadrata che si può disegnare simmetricamente sull'estremità della trave.

I La compressione locale ammissibile è uguale a 0,66 R'_{br} a condizione che il bordo del calcestruzzo non sia in nessun punto a una distanza dalla piastra inferiore a 1/3 della più piccola dimensione della superficie d'appoggio della piastra e che la testata in calcestruzzo sia convenientemente armata.

US La compressione locale ammissibile è uguale

$$a 0,40 R'_{br\text{ cyl } 28} \sqrt{\frac{\Omega_h}{\Omega_p}}$$

Ω_p = sezione di contatto tra piastra e calcestruzzo.

Ω_h = sezione massima di calcestruzzo, concentrica e omotetica alla precedente, che si può disegnare sull'estremità della trave.

In nessun caso la tensione locale può superare $R'_{br\text{ cyl } 28}$.

3.3 TRAZIONE AMMISSIBILE NEL CALCESTRUZZO DOVUTA ALLA FLESSIONE SENZA ARMATURA DI RINFORZO

B (a) Al momento della messa in tensione: 0,028 R'_{br} o 15 kg/cm^2 .

(b) Al momento della messa in servizio: 0.

D (a) Al lembo superiore prima dell'applicazione di tutti i carichi permanenti:

	ponti	altre opere
per B 300:	0,027 R'_{br28}	0,100 R'_{br28}
per B 450:	0,022 R'_{br28}	0,085 R'_{br28}
per B 600:	0,020 R'_{br28}	0,075 R'_{br28}

(b) Al lembo superiore dopo l'applicazione di tutti i carichi permanenti:

	ponti	altre opere
	0	0

(c) Al lembo inferiore dopo dell'applicazione dei sovraccarichi principali:

	ponti	altre opere
	0	0

(d) Al bordo inferiore dopo l'applicazione di tutti i sovraccarichi, ivi compresi i sovraccarichi accidentali:

	ponti	altre opere
per B 300:	0,050 R'_{br28}	0,067 R'_{br28}
per B 450:	0,045 R'_{br28}	0,055 R'_{br28}
per B 600:	0,042 R'_{br28}	0,050 R'_{br28}

F È proibita ogni trazione ed il minimo sforzo di compressione al bordo inferiore deve essere almeno uguale all'8 % della massima compressione su tale lembo.

Eccezione: per le opere protette dalle intemperie e la cui stabilità non interessa l'incolumità pubblica, si può ammettere una trazione che raggiunge 0,28 R_{br} .

GB Si ammettono degli sforzi di trazione, tanto all'atto della messa in tensione che dopo la messa in servizio, a meno che si tratti di opere che devono essere impermeabili, o che saranno particolarmente esposte alla corrosione dell'acciaio.

I (a) All'atto della messa in tensione: 0,42 R_{br} cioè 0,035 R'_{br} .

(b) All'atto della messa in servizio: 0,32 R_{br} cioè 0,027 R'_{br} .

Lo sforzo di trazione non dovrà mai oltrepassare i 10 kg/cm^2 .

Non sono ammessi sforzi di trazione qualora si tratti di costruz. in blocchi prefabbricati.

NL (a) All'atto della costruzione: 5 $\text{kg/cm}^2 + 0,010 R'_{br28}$ o 10 kg/cm^2 .

(b) All'atto della messa in servizio: sotto il peso proprio o sotto i carichi permanenti: 0; sotto i sovraccarichi mobili: 5 $\text{kg/cm}^2 + 0,010 R'_{br28}$ o 10 kg/cm^2 .

US (a) All'atto della messa in tensione: 0,05 $R'_{br\text{ cyl}}$.

(b) All'atto della messa in servizio: 0.

3.4 TRAZIONE AMMISSIBILE NEL CALCESTRUZZO, DOVUTA ALLA FLESSIONE, CON ARMATURE DI RINFORZO CHE ASSORBONO TUTTE LE TRAZIONI

B (a) All'atto della messa in tensione: 0,056 R'_{br} con $\sigma_a = 0,9 R_{ae}$.

0,095 R'_{br} o 50 kg/cm^2 con $\sigma_a = 0,8 R_{ae}$.

(b) All'atto della messa in servizio:

0,028 R'_{br} con $\sigma_a = 0,8 R_{ae}$.

0,100 R'_{br} con $\sigma_a = 0,6 R_{ae}$.

D Sconsigliato per i ponti ferroviari.

(a) Al lembo superiore prima dell'applicazione di tutti i carichi permanenti:

	ponti	altre opere
per B 300:	0,027 R'_{br28}	0,100 R'_{br28}
per B 450:	0,022 R'_{br28}	0,085 R'_{br28}
per B 600:	0,020 R'_{br28}	0,075 R'_{br28}

(b) Al lembo superiore dopo l'applicazione di tutti i carichi permanenti:

	ponti	altre opere
per B 300:	0	0,100 R'_{br28}
per B 450:	0	0,085 R'_{br28}
per B 600:	0	0,075 R'_{br28}

(c) Al lembo inferiore dopo l'applicazione dei sovraccarichi principali:

	ponti	altre opere
per B 300:	0,083 R'_{br28}	0,100 R'_{br28}
per B 450:	0,067 R'_{br28}	0,085 R'_{br28}
per B 600:	0,058 R'_{br28}	0,075 R'_{br28}

(d) Al lembo inferiore dopo l'applicazione di tutti i sovraccarichi, ivi compresi i sovraccarichi eccezionali:

	ponti	altre opere
per B 300:	0,100 R'_{br28}	0,133 R'_{br28}
per B 450:	0,085 R'_{br28}	0,111 R'_{br28}
per B 600:	0,075 R'_{br28}	0,100 R'_{br28}

Se la sezione è sollecitata a flessione deviata, la tensione ammissibile nello spigolo maggiormente sollecitato, può essere aumentata del 15 % ÷ 25 %.

F Durante la costruzione, si potrà calcolare provvisoriamente la struttura come se fosse in cemento armato ordinario soggetta a flessione composta a condizione che nulla si opponga al compimento della precompressione, alla chiusura delle eventuali fessure, e che l'ordine di grandezza dell'apertura di queste fessure non oltrepassi 1/200 del diametro delle armature ordinarie usate in trazione.

I 30 kg/cm^2 .

NL 10 $\text{kg/cm}^2 + 0,020 R'_{br28}$ o 20 kg/cm^2 .

US 0,08 $R'_{br\text{ cyl } 28}$.

3.5 TRAZIONE AMMISSIBILE NEL CALCESTRUZZO, DOVUTA ALLO SFORZO DI TAGLIO

B (1) Senza armature al taglio: 0,0125 R'_{br} .

(2) Con staffe in ferro dolce che lavora a 1800 kg/cm^2 : 0,025 R'_{br} .

(3) Con staffe in ferro dolce che lavora a 1400 kg/cm^2 : 0,0375 R'_{br} .

D Si fa un calcolo per il carico di servizio ed un calcolo per il carico di rottura.

(1) Senza armatura al taglio:

	sotto carico di servizio	sotto carico di rottura
per B 300:	8 kg/cm^2	16 kg/cm^2
per B 450:	9 kg/cm^2	20 kg/cm^2
per B 600:	10 kg/cm^2	24 kg/cm^2

(2) Con un'armatura che assorba tutte le principali trazioni che superano lo 0,75 delle tensioni ammissibili senza armature:

	sotto carico di servizio	sotto carico di rottura
per B 300:	16 kg/cm^2	32 kg/cm^2
per B 450:	20 kg/cm^2	40 kg/cm^2
per B 600:	24 kg/cm^2	48 kg/cm^2

F Bisogna aggiungere delle staffe se $\sigma_I > 0,082 \sigma_{II}$ essendo σ_I e σ_{II} rispettivamente i valori delle tensioni principali di trazione e di compressione in qualunque punto dell'anima.

GB Senza armatura al taglio, sotto il carico di rottura a flessione, la tensione σ_I non può superare 0,5 R_{br} .

I (1) Senza armatura al taglio: 6 kg/cm^2 .

(2) Con staffe in acciaio dolce: 18 kg/cm^2 .

(3) Con staffe precomprese che riducono σ_I a 4 kg/cm^2 : 30 kg/cm^2 .

- NL (1) Senza armatura al taglio: $5 \text{ kg/cm}^2 + 0,01 R'_{br28}$ o 10 kg/cm^2 .
 (2) Con staffe in acciaio dolce: $10 \text{ kg/cm}^2 + 0,02 R'_{br28}$ o 20 kg/cm^2 .

- US (1) Senza armatura al taglio: sotto carico di servizio: $0,03 R'_{br \text{ cyl } 28}$. sotto carico di rottura: $0,08 R'_{br \text{ cyl } 28}$.
 (2) Con staffe: non ci sono limitazioni.

Si ammette che le tensioni tangenziali massime si verifichino a 1,5 h dell'appoggio. Si raccomanda di prevedere sempre delle staffe il cui passo non superi 0,75 h e tali che la loro sezione non scenda al di sotto dello 0,08% della sezione trasversale della trave.

3.6 TRAZIONE AMMISSIBILE NEGLI ACCIAI DA COMPRESSIONE.

- B $0,60 R_{ar}$ e $0,80 R_{ac}$.
 Tali valori sono ammissibili soltanto se, in seguito all'azione dei sovraccarichi, la tensione massima non supera la tensione minima più del 10%.

- D (1) All'atto della messa in tensione: $0,80 R_{ac}$.
 (2) All'atto della messa in servizio: $0,55 R_{ar}$ e $0,75 R_{ac}$.

Sovratensione locale ammissibile del 5% nelle regioni in cui M_s è piccolo, per compensare gli attriti.

Sovratensione ammissibile del 15% alla periferia dell'acciaio nelle zone in cui vi è curvatura dell'acciaio.

- I (1) All'atto della messa in tensione: pre-tensioning: $0,95 R_{ar}$ e 130 kg/mm^2 . post-tensioning: $0,85 R_{ar}$ e 120 kg/mm^2 .
 (2) All'atto della messa in servizio: pre-tensioning: $0,62 R_{ar}$ e 105 kg/mm^2 . post-tensioning: $0,58 R_{ar}$ e 90 kg/mm^2 .

Sovratensione ammissibile di 5% prima del bloccaggio dei fili nella post-tensioning.

- NL (1) All'atto della messa in tensione: $0,67 R_{ar}$ e $\begin{cases} 0,90 R_{ac} \text{ per il filo trafilato a freddo} \\ 0,80 R_{ac} \text{ per il filo trafilato e invecchiato} \\ 0,70 R_{ac} \text{ per il filo indurito} \end{cases}$

- (2) All'atto della messa in servizio: $0,60 R_{ar}$.

- US (1) All'atto della messa in tensione: $0,80 R_{ar}$.
 (2) All'atto della messa in servizio: $0,60 R_{ar}$ e $0,80 R_{ac}$.

4. COEFFICIENTI DI SICUREZZA

4.1 SICUREZZA ALLA FESSURAZIONE

- D $M_f \geq 1,35 M_{q+s}$.

Le faccie delle travi devono essere dotati di un'armatura disposta a rete, che costituisca almeno 0,3% del volume del calcestruzzo.

Per le costruzioni esposte alle intemperie e precomprese parzialmente, si richiede che la trazione si annulli per M_q . In più, se i

sovraccarichi mobili sono notevoli (ponti, travi di scorrimento) è necessario che la trazione sia nulla per $M_q + 1/2 M_s$.

- I $M_f \geq 1,2 M_{q+s}$.

Nelle costruzioni costituite da blocchi prefabbricati, si suppone $R_{br} = 0$.

- NL $M_f \geq M_q + 1,33 M_s$.

M_f è calcolato supponendo $R_{br} = 0,10 R'_{br}$.

4.2 SICUREZZA ALLA ROTTURA

- B $M_r \geq M_q + 2,5 M_s$ e $M_r \geq 2 M_{q+s}$.

Calcolo di M_r .

$$M_r = 0,9 \Omega_a R_{ar} h_u.$$

Questa formula è valevole soltanto se lo spessore delle tavole compressa è almeno uguale a:

$$\left(1 - \sqrt{1 - 72 \frac{\Omega_a}{b_{hu}}}\right) h_u$$

- D $M_r \geq 1,75 M_{q+s}$.

Calcolo di M_r .

Si collega R_{ar} a $0,67 R'_{br28}$.

Il diagramma di σ'_b è supposto parabolico fino a $\delta = 0,15\%$, poi costante ed uguale a $0,67 R'_{br28}$ fino a $\delta = 0,2\%$.

Per una sezione rettangolare, la risultante delle compressioni vale: $N'_b = 0,5 \Omega'_b R'_{br28}$. Questa agisce ad una distanza dal bordo compresso uguale a $4/10$ dell'altezza della parte compressa della sezione.

Quando si tratta di cavi aderenti, la tensione massima dell'acciaio si deduce dal diagramma delle deformazioni del calcestruzzo; viceversa se si hanno cavi liberi, si può ammettere, per una trave su due appoggi, a rottura: $\sigma_{ar} = \sigma_{al} + 1400 \text{ kg/cm}^2$ con $\sigma_{ar} \geq R_{ac}$. Per l'armatura di rinforzo in acciaio dolce si assume $\sigma_{ar} = R_{ac}$.

- F $\begin{cases} M_{ra} \geq 1,11 M_q + 2,22 M_s \\ M_{rb} \geq 1,43 M_q + 2,86 M_s \end{cases}$.

Calcolo di M_{ra} e M_{rb} .

$$M_{ra} = 0,9 \Omega_a R_{ar} h_u.$$

$$M_{rb} = 0,22 b' h_u^2 R'_{br} + 0,9 (b - b') h_o h_u R'_{br} \text{ (sezione a T con } h_o < 0,25 h_u) \text{ oppure } 0,22 b' h_u^2 R'_{br} \text{ (sezione rettangolare o sezione a T con } h_o \geq 0,25 h_u).$$

In queste formule:

h_o = altezza della tavola compressa
 b' = spessore dell'anima
 b = larghezza della tavola compressa.

- GB $M_{ra} \geq 2 M_{q+s}$

$$M_{rb} \geq 2,5 M_{q+s}$$

- I $M_r \geq 2 M_{q+s}$ e $M_r \geq 1,25 M_f$

- NL $M_r \geq 1,75 M_q + 2,25 M_s$

Per magazzini $M_r \geq 2,5 M_{q+s}$.

Calcolo di M_r .

$$M_r = \Sigma c (h_u - 0,1 h) \Omega_a R_{ar}$$

$c = 0,65$ se i cavi non sono aderenti

$c = 0,85$ se i cavi sono semiaderenti

$c = 1,00$ se i cavi sono perfettamente aderenti

- US $M_r \geq M_q + 3 M_s$ e $M_r \geq 2 M_{q+s}$

Calcolo di M_r .

$$\text{si pone: } (\Omega_a)_{cr} = 0,23 \frac{0,8 R'_{br \text{ cyl } 28}}{R_{ar}} b h_u$$

$$\text{se } \Omega_a \leq (\Omega_a)_{cr}: \\ M_r = 0,9 \Omega_a R_{ar} h_u$$

$$\text{se } \Omega_a > (\Omega_a)_{cr}: \\ M_r = 0,9 \sqrt{\Omega_a (\Omega_a)_{cr}} \cdot R_{ar} h_u.$$

5. CADUTE DI PRECOMPRESSIONE

5.1 RITIRO DEL CALCESTRUZZO.

- B Maturazione in ambiente chiuso: ritiro totale = 20×10^{-5} .
 Maturazione all'aperto: ritiro totale = 15×10^{-5} .

- D Condizione di maturazione Ritiro totale
 nell'acqua 0
 in aria molto umida 10×10^{-5}
 in aria normale 20×10^{-5}
 in aria secca 30×10^{-5}

Per la « post-tensioning » il ritiro dopo la messa in tensione si ottiene moltiplicando questi valori per:

$$\begin{matrix} 0,9 & \text{se } R'_{br}/R'_{br \infty} = 0,65 \\ 0,6 & \text{» } \text{» } 0,75 \\ 0,45 & \text{» } \text{» } 0,85 \\ 0,30 & \text{» } \text{» } 1,00 \end{matrix}$$

Per spessori $< 20 \text{ cm}$, i valori sono da migliorare del 25%.

Per spessori $\geq 75 \text{ cm}$, i valori possono essere ridotti del 25%.

- F Costruzioni non massicce, all'aria: ritiro totale = 20×10^{-5} .
 Ritiro minimo dopo la messa in tensione = 10×10^{-5} .

- GB Ritiro totale = 30×10^{-5} .
 Ritiro dopo la messa in tensione = 20×10^{-5} .

- I Ritiro totale = 30×10^{-5} .
 Tale valore può essere ridotto se la maturazione avviene in aria molto umida.

- NL Ritiro dopo la messa in tensione = $\frac{10 \times 10^{-5}}{\log(t+2)}$
 t = numero dei giorni trascorsi tra la fine del getto e l'inizio della messa in tensione.

- US Ritiro totale = 20×10^{-5} .
 Ritiro dopo la messa in tensione = 10×10^{-5} .

5.2 DEFORMAZIONI ISTANTANEE E RITARDATE

- B $E_b = 550.000 \times \frac{R_{br}}{R'_{br} + 225 \text{ kg/cm}^2}$

- D Deformazione istantanea:
 per B 300: $E_b = 300.000 \text{ kg/cm}^2$
 per B 450: 350.000
 per B 600: 400.000

$$\frac{\text{Deformazione ritardata}}{\text{Deformazione istantanea}} = \psi.$$

Condizione di maturazione	Valore di ψ
nell'acqua	$0,50 \text{ k} \div 1,00 \text{ k}$
in aria molto umida	$1,50 \text{ k} \div 2,00 \text{ k}$

in aria normale $2,00 \text{ k} \div 3,00 \text{ k}$
 in aria secca $2,50 \text{ k} \div 4,00 \text{ k}$
 k dipende dalla resistenza del calcestruzzo al momento della messa in carico:

$$k = 1,5 \text{ se } R'_{br}/R'_{br \infty} = 0,65 \\ 1,0 \quad 0,75 \\ 0,75 \quad 0,85 \\ 0,50 \quad 1,00$$

Per spessori $> 75 \text{ cm}$, i valori possono essere ridotti del 10%.

Per spessori $> 1,50 \text{ m}$, i valori possono essere ridotti del 20%.

- F $E_b = 18.000 \sqrt{R'_{br}}$
 $\psi = 2$.
 Tali valori sono validi soltanto se:
 $0,8 R'_{br90} \leq R'_{br} \leq R'_{br90}$.

- GB $E_b = 250 \text{ tonn/cm}^2$ se $R'_{br} = 280 \text{ kg/cm}^2$
 330 tonn/cm^2 420 kg/cm^2
 400 tonn/cm^2 700 kg/cm^2

Deformazione ritardata:

$$\begin{matrix} \text{pre-tensioning: } 0,60 \times 10^{-5} \text{ per kg/cm}^2 \\ \text{post-tensioning: } 0,45 \times 10^{-5} \text{ per kg/cm}^2 \\ \text{(a 2-3 settimane).} \end{matrix}$$

- I $E_b = 350.000 \text{ kg/cm}^2$ o $18.000 \sqrt{R'_{br}}$
 Se il calcestruzzo ha almeno 14 giorni all'atto della messa in carico:
 $\psi = 1,5$.

- NL $E_b = 200.000 \text{ kg/cm}^2 + \frac{1.000 R'_{br28}}{3}$

- US $E_b = 350.000 \text{ kg/cm}^2$
 $\psi = 2,25$

5.3 RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO

- F In mancanza di altra giustificazione, si può ammettere 10% per i fili di 5 mm, aventi una resistenza di rottura compresa tra 140 e 160 kg/mm^2 e tesi inizialmente tra 90 e 110 kg/mm^2 .

- I Per « pre-tensioning » con fili semplici: 12% con treccie di 2 o 3 fili: 14%.

Per « post-tensioning » con fili paralleli: 8%.
 Se i cavi sono ritesi dopo 8 giorni almeno, si ha una riduzione del 25%.
 Se i cavi sono ritesi dopo 2 mesi almeno, si ha una riduzione del 40%.

NL In mancanza di altra giustificazione: 10%.

US In mancanza di altra giustificazione: 4%.

5.4 VALORI DELLA CADUTA DI PRECOMPRESSIONE.

- B In mancanza di un calcolo esatto, si assume il 15% se $\sigma_a \geq 80 \text{ kg/mm}^2$.

- F « Post-tensioning »: $\Delta\sigma_a = 0,10 \sigma_a + 0,0001 E_a + 2 \frac{E_a}{E_b} \sigma'_b$

- US « Pre-tensioning »: $\Delta\sigma_a = 0,04 \sigma_a + 4,2 \text{ kg/mm}^2 + 16 \sigma'_b$

- « Post-tensioning »: $\Delta\sigma_a = 0,04 \sigma_a + 2,1 \text{ kg/mm}^2 + 11 \sigma'_b$

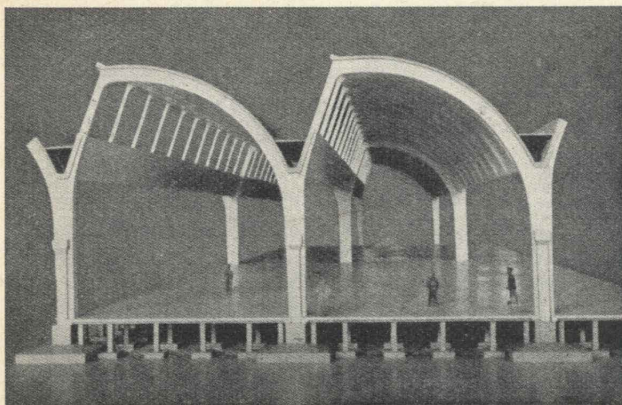


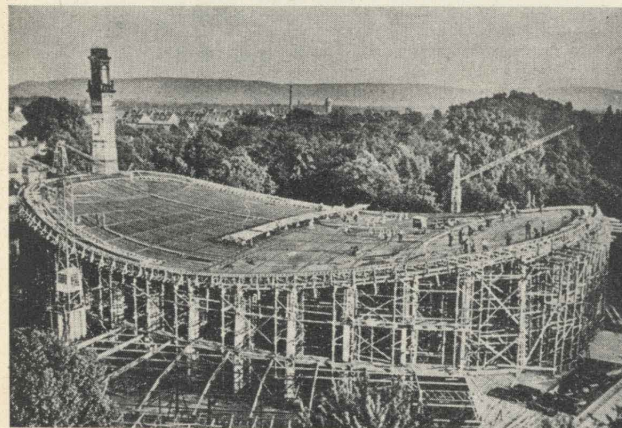
Fig. 18 - Modello della copertura industriale a sheds continui di 40 metri di luce (progetto prof. Haas, Olanda).

6. PROBLEMI DIVERSI

6.1 CARICO DI PUNTA.

- B La compressione realizzata a mezzo di fili aderenti non produce carico di punta. Se il cavo è collegato al calcestruzzo a mezzo di piastre, è necessario verificare che la trave non si infletta durante la precompressione. Le anime troppo sottili sono esposte al pericolo d'instabilità e devono essere munite di convenienti irrigidimenti.
- D La compressione realizzata a mezzo di cavi aderenti non produce carico di punta. Se il cavo è libero e collegato in alcuni punti al calcestruzzo, si deve considerare il carico di punta su una lunghezza pari alla distanza di questi punti. Per compressioni esterne (dovute ai sovraccarichi o all'azione di martinetti appoggiati contro ancoraggi indipendenti) bisogna verificare al carico di punta.
- F Si deve verificare la stabilità elastica. Per le strutture soggette a carico di punta, il coefficiente di sicurezza in rapporto al carico critico di Eulero deve essere almeno uguale a 3.

Fig. 19 - Schwarzwaldhalle a Karlsruhe. Volta a paraboloide sospeso, spessore 6 cm, superficie di 3000 m² (Dyckerhoff e Widmann).



Inoltre si deve verificare se lo sforzo normale generato nell'ipotesi in cui siano raddoppiati i valori dei sovraccarichi e l'azione del vento non oltrepassa la metà del carico critico di Eulero.

Se le armature sono trascinate dalla struttura nelle deformazioni dovute all'inflessione laterale, lo sforzo di precompressione che esse producono non intervengono nel fenomeno del carico di punta.

Se le armature non sono collegate in ogni punto, bisogna tener conto, nel calcolo delle sollecitazioni degli spostamenti relativi della struttura e delle armature di precompressione.

6.2 DEFORMABILITÀ DELLE TRAVI.

- B Bisogna badare che le frecce restino compatibili con la destinazione della costruzione (paratoie, finiture).
- NL La freccia calcolata sotto l'effetto dei sovraccarichi di servizio non deve oltrepassare 1/500 della luce.

6.3 ANCORAGGIO DEI CAVI.

- B Nella « post-tensioning », i blocchi di estremità devono avere una lunghezza l tale che $15 \pi d l$ sia almeno uguale allo sforzo massimo N cui deve essere sottoposto un filo (d ed l in cm, N in kg).
- D I dispositivi di ancoraggio devono essere dimensionati in maniera tale che le tensioni ammissibili usuali non siano superate se la tensione nei cavi raggiunge 0,57 volte il carico di rottura. Nel caso di ancoraggio per aderenza, le tensioni di aderenza devono essere limitate ai seguenti valori:

	sotto carico di servizio	sotto carico di rottura
Per B 300:	8 kg/cm ²	14 kg/cm ²
Per B 450:	9	16
Per B 600:	10	18

Tali valori sono validi soltanto se il calcestruzzo è vibrato e se le armature sono pulite e sgrassate.

- F Negli ancoraggi per aderenza, la resistenza allo slittamento calcolata deve essere almeno uguale a 1,60 volte la resistenza a rottura dell'armatura.
- NL L'ancoraggio per aderenza è considerato perfetto se con una lunghezza di avvolgimenti di 40 d , è possibile raggiungere il carico di rottura del filo.
- US L'ancoraggio per aderenza è ammesso per:
i fili in cui $d \leq 5$ mm;
i cavi intrecciati composti di 7 fili se $d_{cavo} \leq 10$ mm.

È necessario che lo spazio libero tra i fili o tra i cavi sia $\geq 2d$.
 $\leq 1,5 D$ (dimensione massima) degli aggregati

6.4 PROTEZIONE DEI FILI.

- B Copertura di 30 mm almeno di spessore in malta — e non pasta di cemento — avente la stessa composizione che l'impasto di calcestruzzo (elementi inferiori a 2 mm) e con un minimo di acqua compatibile con la sua messa in opera. Se l'avvolgimento è esposto alle intemperie e viene protetto con una vernice flessibile, ben curata.
- F Distanza degli acciai dalle pareti ≥ 20 mm. Per opere esposte al mare ≥ 35 mm. Deroghe per le opere speciali a pareti sottili (tubi e pali).
- US Distanza degli acciai dalle pareti ≥ 40 mm e $\geq d$. Protezione a mezzo di malta: 4 parti di cemento Portland + 3 parti di sabbia. Se l'acciaio non è protetto bisogna utilizzare di preferenza fili galvanizzati catramati.

7. CONCLUSIONE

Il raffronto eseguito dimostra che parecchi regolamenti rappresentano il risultato di uno studio preliminare profondo e d'un lungo lavoro in commissione. Non stupisce dunque il constatare che tutte le questioni suscettibili di una prescrizione siano state considerate nei vari regolamenti. Si può quindi affermare che gli argomenti da noi analizzati formano un insieme ben completo.

Siamo tuttavia sorpresi delle grandi differenze che appaiono nelle regole stabilite dai diversi paesi su di una stessa questione. Le differenze si spiegano col fatto che queste regole non risultano per lo più da una teoria scientifica che avrebbe potuto dar loro un carattere matematico rigoroso, ma sono conseguenze di ricerche effettuate in laboratorio, di osservazioni sperimentali, di ragionamenti ispirati al buon senso, talvolta di estrapolazioni ardite.

In effetti, però, le prescrizioni differiscono l'una dall'altra più nella forma che nella sostanza. La qualità del calcestruzzo è definita in certi paesi dalla sua resistenza alla compressione a 28 giorni d'età, e in altri dalla sua resistenza al momento della messa in carico. Questa resistenza alla compressione si misura talvolta su provini cubici, talvolta su provini cilindrici.

Il limite d'elasticità dell'acciaio duro è dappertutto definito dalla tensione che provoca una deformazione permanente che si qualifica come « ben determinata » ma che di fatto è stata scelta a caso e che non è dunque la medesima in tutti i paesi.

Le tensioni ammissibili nei fili del precompresso sono definite ora in funzione del loro limite di elasticità, ora in funzione della loro tensione di rottura.

Nel calcolo della sicurezza alla fessurazione o alla rottura si fanno intervenire i momenti M_q e M_s , talvolta col medesimo coefficiente, talvolta con coefficienti diversi.

Non pensiamo sia possibile di unificare le prescrizioni e di redigere un regolamento unico internazionale. Difatti parecchie regole sono in funzione diretta della natura dei materiali impiegati, delle tecniche utilizzate nei laboratori e nei cantieri e delle condizioni climatiche proprie a ciascun paese. Non crediamo quindi possibile conseguire una unificazione completa. Ogni paese deve poter conservare la sua autonomia e poter, per esempio, fissare liberamente i coefficienti di sicurezza che gli convengono.

Ma dove c'è un gran passo da fare è nella ricerca di un'unità nella forma delle prescrizioni. Il fatto che un paese opti per un coefficiente di sicurezza 2, mentre un altro preferisce imporre un valore di 2,5 deve essere considerato normale. Ciò che noi auguriamo è che la definizione di questo coefficiente sia la stessa ovunque.

Cerchiamo dunque di parlare lo stesso linguaggio, cerchiamo di usare le medesime notazioni e soprattutto, cerchiamo di uniformare i criteri coi quali si caratterizzano i materiali.

Quest'ultimo punto è particolarmente importante per l'acciaio che dà sovente luogo a scambi internazionali e pel quale i fabbricanti e gli utilizzatori sentono attualmente la mancanza di unità nelle modalità di controllo. È molto importante che i capitoli relativi agli acciai del precompresso siano unificati. C'è di mezzo l'interesse degli utilizzatori che desiderano essere serviti rapidamente e a un prezzo vantaggioso; ciò che è possibile solo se i fabbricanti possono mettere in deposito, prodotti finiti ottenuti nelle condizioni più favorevoli e rispondenti a criteri di collaudo ben definiti. Bisogna dunque evitare che per uno stesso acciaio si debbano fare due o tre tests diversi per determinare il suo limite convenzionale di elasticità a 0,2 %, a 0,1 % e a 0,05 % al fine di poter rispondere immediatamente ad un eventuale compratore. Lo stesso dicasi per la misura degli allungamenti a rottura, per le prove di piegamento, per le tolleranze sul diametro, ecc.

A conclusione dell'analisi comparativa fra le prescrizioni concernenti il cemento armato precompresso nei diversi paesi noi formuliamo due voti:

Il primo è che in ogni paese la commissione nazionale incaricata di stabilire il regolamento relativo al calcestruzzo precompresso possa beneficiare al massimo delle indicazioni che noi abbiamo qui raccolte e in esse trovare una documentazione utile.

Il secondo è che la Federazione Internazionale del precompresso crei una apposita commissione, raggruppante un rappresentante di ogni paese, incaricata di stabilire un progetto di regolamento internazionale concernente tutte le questioni per le quali una unificazione può portare dei vantaggi.

André Paduart

I vantaggi economici del conglomerato precompresso

La comunicazione, dovuta all'inglese Hill, illustra i casi in cui il conglomerato precompresso presenta vantaggi economici rispetto all'acciaio ed al cemento armato; indica i campi in cui il precompresso si è già affermato e suggerisce possibilità di sviluppo in altri settori.

Introduzione.

Passando in rivista lo sviluppo delle costruzioni in c. a. precompresso, in base ai rapporti trasmessi, appare chiaramente che, sebbene il suo uso si diffonda dappertutto, esso non rappresenta, per ora, che una percentuale moderata del programma totale di costruzione in ogni paese. In certi campi tuttavia, come le lastre da ponti, i serbatoi, le solette prefabbricate e le coperture, esso è in procinto di divenire, ed è già divenuto, il mezzo principale di costruzione, mentre in altri campi il suo uso è finora più l'eccezione che la regola.

Si potrebbe sostenere che questa selezione è la selezione naturale e che essa stabilisce il campo d'impiego del cemento armato precompresso; ma la decisione concernente la scelta del materiale di costruzione è spesso basata sulla sola considerazione del costo iniziale, e gli altri vantaggi sono dimenticati e ignorati. Sembra perciò desiderabile che sia messa in luce la durata del materiale, le spese minime di manutenzione, la sua resistenza al fuoco, all'acqua di mare ed a certe condizioni di corrosione. L'utilizzazione del cemento armato precompresso può essere progressivamente estesa, e gl'ingegneri possono ora fare degli studi con fiducia, sapendo che gl'impresari sono divenuti sempre più competenti nelle tecniche necessarie, e che le superiori qualità dei materiali, richieste tanto per l'acciaio quanto per il calcestruzzo, possono essere ottenute senza difficoltà.

Fattori da cui dipende l'economia.

In ogni progetto di costruzione, l'ingegnere o l'architetto si deve domandare come fare il miglior uso del denaro e dei materiali di cui dispone, ma raramente egli ha le informazioni necessarie, di guisa che le circostanze e le dilazioni sono spesso i fattori predominanti. Il progetto deve essere soddisfacente ed economico non soltanto dal punto di vista della spesa iniziale, ma anche per tutta la durata dell'opera. In questo studio, egli deve prendere in considerazione, in grado diverso:

- a) spesa iniziale;
- b) manutenzione per la durata dell'opera;
- c) facilità di provvedere i materiali;
- d) termini di tempo per la costruzione;
- e) considerazioni estetiche;
- f) sicurezza riguardo a certi rischi non precisi;
- g) vantaggi speciali;
- h) conservazione delle risorse nazionali.

L'importanza dei diversi fattori varia col progetto di cui si tratta, e la superiorità d'un sistema

di costruzione dipende da differenti fattori, che sono raramente simili in un campo particolare.

Noi dobbiamo ora considerare la posizione del cemento armato precompresso di fronte a questi diversi fattori. Gli esempi citati si riferiscono in generale a progetti inglesi, e alcuni esempi supplementari, concernenti i paesi continentali, sono dati negli allegati.

Spesa iniziale.

Vi sono stati numerosi progetti, in cui il cemento armato precompresso ha raggiunto prezzi inferiori ai sistemi concorrenti, in generale cemento armato o costruzioni metalliche, ma qualche volta anche alluminio. In certi campi come i ponti, i serbatoi, e gli elementi prefabbricati delle solette, questa è la situazione generale. In Gran Bretagna, dove la costruzione di ponti dopo la guerra non è stata molto importante, la grande maggioranza (più di 100 ponti per strada sulle strade nazionali o principali) è stata eseguita in cemento precompresso e nessun altro sistema di costruzione sembra potergli fare concorrenza nella gamma delle piccole e medie portate. Nella costruzione di serbatoi, la grande riduzione delle quantità di cemento e di acciaio conduce in generale a un costo iniziale più basso e nello stesso tempo si ottiene una costruzione esente da fessure. Quest'ultima qualità da sola giustificerebbe spesso la scelta, anche se il prezzo fosse più elevato. Al Kenia il cemento precompresso si è rivelato, in concorrenza aperta, più economico del cemento armato per serbatoi di una capacità di 27.000 m³. Infatti, il prezzo di 3 unità di béton precompresso, di questo insieme, era un po' superiore al costo di 2 unità in cemento armato ordinario.

L'esame delle condizioni pratiche americane, fatto da Ernst Bronken e Riveland ha portato alle conclusioni seguenti:

« Se il prezzo unitario del cemento armato precompresso in opera è inferiore a due volte il prezzo unitario nei sistemi tradizionali, si può contare su un prezzo iniziale più basso per i serbatoi in cemento armato precompresso che per i serbatoi fatti coi sistemi tradizionali, specialmente nei casi di serbatoi fuori terra di circa 7.000 m³ di capacità.

« In condizioni normali di scavo e di prezzi, i serbatoi interrati possono avere un prezzo più basso in cemento armato precompresso per capacità superiori a 13.000 m³, se sono previsti con un rivestimento relativamente spesso. Delle economie sostanziali di materiali, raggiungenti anche il 61% per l'acciaio e il 35% per il cemento, possono essere previste per i serbatoi aerei. Per serbatoi in-

terrati aventi una capacità superiore a 5.000 m³, vi è generalmente un'economia di materiali, ma in grado minore... ».

L'offerta più bassa per un serbatoio per gaz precompresso a York è stata di 57.825 sterline in confronto di 66.742 sterline per un progetto in cemento armato. Il diametro del serbatoio era di 50 m., l'altezza di 10 m. di cui 6,70 interrati. Il cemento armato precompresso ha riportato recentemente un successo a Birmingham per un contratto di serbatoio, procurando un'economia dell'8% sul prezzo delle pareti.

Nel campo dei prodotti fabbricati su banco, i pali, i tralicci e le travi precomprese per solette possono sostenere la concorrenza con gli altri sistemi di costruzione riguardo al costo iniziale. Un fabbricante inglese dimostra un'economia del 15% nel prezzo diretto delle travi da solette precomprese, facendo l'analisi seguente:

	Cemento armato precompresso	Cemento armato ordinario
Materiali per cemento	14	15
Mano d'opera in officina	20	14
Ammortamento officina e forme	14	11
Acciaio	17	35
Manutenzione e magazzinaggio	20	25
	85	100

Un'economia supplementare risulta anche da una riduzione del 10% dei pesi morti.

Nelle armature, il costo iniziale è normalmente più alto che per il cemento armato o la costruzione metallica, e il cemento armato precompresso è stato principalmente adottato nei casi, in cui vi erano difficoltà di provvista dei materiali e in particolare per economizzare l'acciaio.

Costo di manutenzione durante la vita dell'opera.

Il cemento armato precompresso ha numerosi vantaggi sugli altri materiali per l'assenza di fessure, per l'impiego di materiali di qualità superiore e per la protezione, che dà all'acciaio. Le prime costruzioni hanno ora 20 anni, ma la maggior parte sono state fatte nel dopoguerra e soltanto il Padre Tempo potrà darci notizie complete sul loro modo di comportarsi e sulla loro possibilità di durata. Le costruzioni in cemento armato bene eseguite hanno sopportato con successo la prova del tempo e delle intemperie; il cemento armato precompresso, a causa della sua compressione permanente, dovrebbe avere una più grande possibilità di durata.

Se noi ammettiamo la formula di Kjellmana, come è citata da Thomas

$$I + \Sigma R \times C = \text{minimum}$$

come criterio del costo totale, con:

I = costo iniziale dell'opera;

R = il rischio d'un fenomeno determinato;

C = il prezzo di riparazione o di manutenzione, o anche di rifacimento a causa del fenomeno, di cui sopra,

il cemento armato precompresso dovrebbe essere più economico degli altri sistemi in molti casi.

Nella decisione d'impiegare il cemento armato precompresso per gli sheds di transito ai Docks di Londra, secondo la redazione di Ordmann e Greeves il fattore principale giustificante la scelta è stato l'economia d'acciaio e la facilità di provvedere i cavi. Ma gli autori aggiungono:

« Una considerazione importante è stata che una costruzione in calcestruzzo ridurrebbe le spese di manutenzione di vernice. È facilmente ammesso che una gran parte delle spese di manutenzione annuali, per l'Amministrazione dei Docks, è causata dalla vernice; ma più raramente si tiene conto delle spese supplementari dovute alle perturbazioni del lavoro per questa causa. Una riduzione o, meglio, la soppressione della manutenzione della vernice può compensare completamente un supplemento di prezzo. Più lunga è la durata dell'opera e più questa compensazione è importante. Se ci si basa sulle costruzioni del Gruppo London and St. Katherine Docks, di cui molte hanno più di cento anni e servono ancora bene, la politica di accettare dei costi iniziali più elevati in ragione della riduzione della manutenzione è giustificata ».

Facilità di approvvigionamento.

Nei periodi normali, questa considerazione può essere considerata come secondaria in confronto delle qualità di utilizzazione e del prezzo, ma negli ultimi anni essa ha spesso avuto una grande importanza. La produzione d'acciaio non è stata sufficiente ai suoi molteplici usi, malgrado un aumento importante della produzione, e la scelta del cemento precompresso per dei progetti di costruzione è stato un felice contributo per l'economia nazionale.

Il cemento armato impiega fra un terzo e la metà dell'acciaio necessario per la costruzione metallica per costruzioni simili. Il calcestruzzo precompresso, in linea generale, impiega una quantità d'acciaio tre volte inferiore al cemento armato, ma con prezzi unitari che, in Gran Bretagna, sono più elevati di due volte e mezzo a tre. L'acciaio così risparmiato è disponibile per altri usi essenziali.

La penuria del legname ha favorito lo sviluppo delle traversine in precompresso durante e dopo la guerra nell'armamento ferroviario. Le necessità delle ferrovie moderne richiedono delle traversine più forti e più pesanti di quelle adoperate prima, e il precompresso può, in questo campo, sostenere la concorrenza sotto tutti i punti di vista.

Facilità e rapidità di montaggio.

La facilità con la quale possono essere prefabbricati degli elementi di conglomerato lo rende capace di sostenere la concorrenza con la costruzione metallica nelle opere a travata unica, ma in minore grado quando è necessaria la continuità. Il suo uso per i ponti a travata unica produce una perturbazione minima del traffico e una grande rapidità di avanzamento può essere ottenuta nella

costruzione di solette prefabbricate. Nel nuovo « ship-yard » a Lowestoft il precompresso è stato scelto perchè poteva coprire economicamente delle portate di 45 m., perchè il suo montaggio era rapido a causa della prefabbricazione, e le spese di manutenzione erano ridotte in confronto della costruzione metallica. La sua economia in confronto del cemento armato risulta specialmente dai vantaggi legati alla prefabbricazione sia di complessi, sia di elementi e dalle economie sull'armatura e i ponteggi in loco, ma ciò dipende dalle spese di trasporto e dal materiale disponibile per il montaggio.

Considerazioni estetiche.

La riduzione delle dimensioni delle sezioni nel conglomerato precompresso in confronto di quelle del cemento armato è una considerazione di valore; essa permette delle forme slanciate, gradevoli ed eleganti. Le sezioni possono essere quasi tanto sottili quanto quelle della costruzione metallica quando questa è coperta con del cemento di protezione.

Nella costruzione di ponti, per un medesimo ingombro di costruzione possono essere realizzate delle portate più grandi che col cemento armato, e quando si tratta di ponti a travate multiple o di officine, è possibile una diminuzione del numero degli appoggi intermedi. Un esempio notevole è quello del Ponte Flannery, in cui si è potuto ottenere un'economia del 3% in confronto di un progetto a tre travate in cemento armato. Un altro esempio è quello del Ponte Staveley, dove le navi esigevano un luce di 23 m. con un'altezza di trave, fuori tutto, di 0,90 m. Il c. a. precompresso e la costruzione metallica potevano entrambi soddisfare a queste condizioni al medesimo prezzo, ma il progetto è stato eseguito in precompresso a causa delle sue qualità estetiche e della sua facilità di realizzazione.

Nella sostituzione di ponti ricostruiti sulle strade ferrate, l'impiego del c. a. precompresso ha permesso un aumento d'ingombro per l'elettrificazione senza modificare il livello della strada. Nei lavori di drenaggio la possibilità di prevedere un incanalamento senza giunto per mezzo di una muratura a gettata unica, in confronto di un progetto a due travate in cemento armato, è stato un elemento favorevole per la scelta del precompresso per il cantiere di Leyton Marsh. Le possibilità che esso offre di coprire grandi spazi economicamente hanno portato ad utilizzarlo per coperture di edifici di grande portata, permettendo delle aree di lavoro senza ostacoli; e vantaggi certi derivano dal suo impiego nelle travi di timpano e nelle travi di bordo delle volte sottili.

Sicurezza riguardo a rischi diversi.

Contemporaneamente alle condizioni normali di carico, gli elementi costruttivi debbono soddisfare ad altre condizioni, come la resistenza al fuoco, la resistenza alle intemperie o agli agenti di corrosione ed ai carichi ripetuti. Si sono acquisite molte cognizioni sul modo di comportarsi del

conglomerato precompresso in questi campi con un intenso lavoro di ricerca svolto in questi ultimi anni. Esso può soddisfare alle condizioni di resistenza richieste per ogni tipo di costruzione ad uso di abitazione o di fabbricato industriale. La protezione maggiore degli acciai, con calcestruzzo di alta qualità, lo rende assai particolarmente adatto alle costruzioni esposte alle intemperie, ed un vantaggio supplementare è l'assenza di fessurazione. Queste proprietà hanno anche un grande valore per le costruzioni esposte ad atmosfere corrosive. Il c. a. precompresso è stato preferito al cemento armato in regioni industriali, dove le influenze corrosive sono permanenti, in particolare per le passerelle per la « Imperial Chemical Industries Limited ». Le facoltà di resistenza alla fatica ed ai carichi ripetuti sono state dimostrate dal « British Transport Commission » in recenti ricerche.

Campi in cui si manifestano economie speciali.

Il calcestruzzo precompresso può portare, in certi campi, dei vantaggi che non danno altri sistemi di costruzione. L'assenza di fessurazione è un vantaggio eccezionale nelle costruzioni destinate a contenere acqua, e possono essere soppressi degli intonaci costosi. I vantaggi per ciò che concerne i pali e le traversine sono già stati messi in rilievo. Delle riprese di fondazione in sottomurazione sono state eseguite con grande successo ed economicamente col precompresso. Per le volte sottili a grande luce la precompressione dopo getto e indurimento ha dato luogo a un'economia incontestabile, e in particolare per gli « sheds » si sono potuti impiegare dei metodi, che non si sarebbero altrimenti potuti usare. Per le luci al di sopra di 30 m la precompressione conduce a sezioni più piccole e a riduzioni di peso morto, a condizione di procedere attentamente ad una conveniente ripartizione dei cavi. Per le luci più piccole, può ugualmente esservi un'economia per ciò che riguarda l'armatura, data la possibilità di disarmare prima.

Conservazione delle risorse naturali.

L'impiego crescente del calcestruzzo nelle costruzioni, come dice Sir Harold Hartley, ha favorito la conservazione delle risorse con l'impiego di materiali di minor valore e più facili da provvedere, in luogo dell'acciaio, con un'economia correlativa di carbone.

Un'opera di cemento armato richiede circa il 40% del peso d'acciaio che sarebbe necessario in un'opera in costruzione metallica (e l'impiego del c. a. precompresso riduce questa percentuale a 1/7). Nelle costruzioni a telai multipli, il cemento che bisogna aggiungere è quasi trascurabile, ma nei ponti l'economia d'acciaio è controllata in parte da un aumento delle quantità di cemento e di aggregati. Anche in questo caso non se ne deve probabilmente aggiungere più del 25%, perchè il dato di calcestruzzo per le fondazioni è lo stesso nei due casi.

Ne risulta un'economia di carbone, perchè occorrono 1.700 kg. di carbone per produrre una

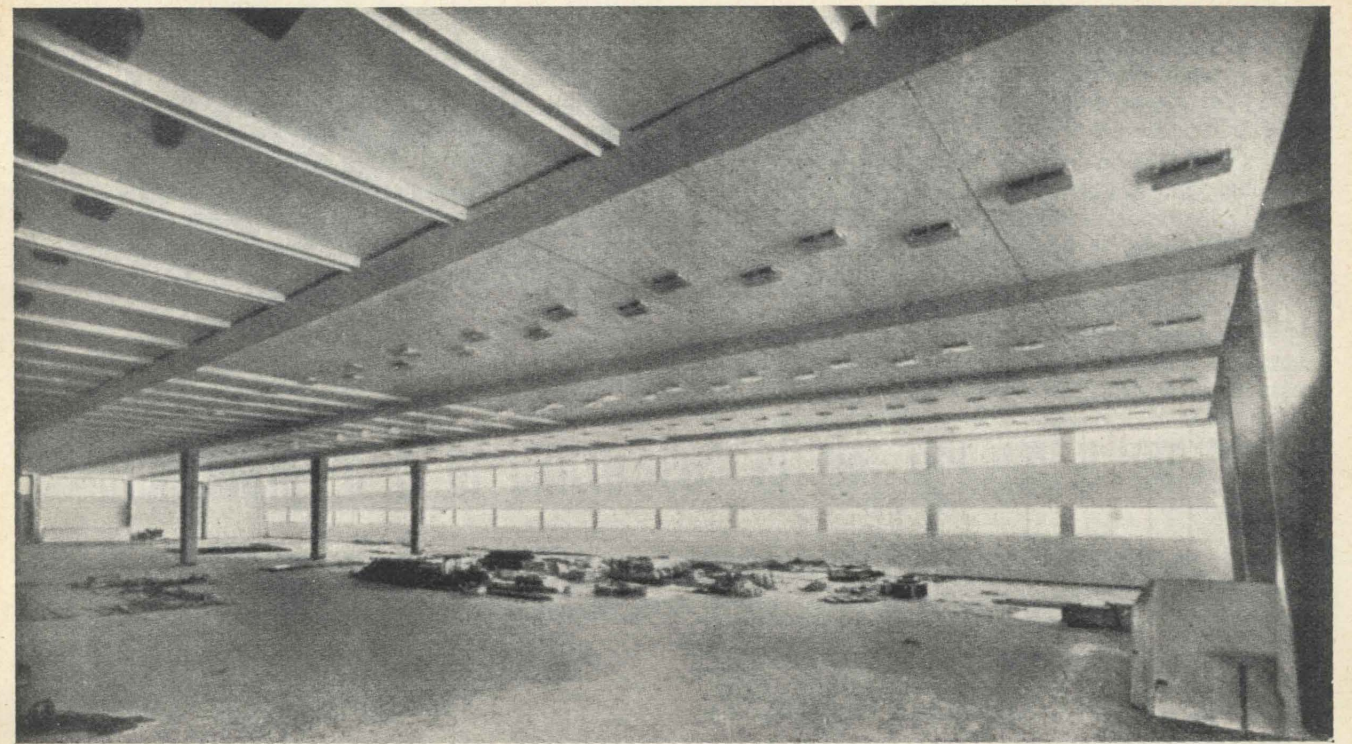


Fig. 20 - Copertura industriale a Castellaccio (Italia). Due campate continue 35+35 metri (sistema Morandi).

tonnellata di acciaio e 400 kg. per una tonnellata di cemento. Alla mano d'opera si deve aggiungere l'equivalente in carbone dell'energia necessaria, ammettendo che ci vogliano in media quattro tonnellate di aggregati per ogni tonnellata di cemento per fare il calcestruzzo. Su questa base, la sostituzione di una tonnellata di acciaio con una tonnellata di cemento armato, economizza all'incirca una tonnellata di carbone. Col conglomerato precompresso, le economie sono ancora superiori.

Scelta dei materiali di costruzione.

Generalmente in Gran Bretagna la decisione sul tipo di materiale da impiegarsi in una data costruzione viene presa sin dall'inizio e la scelta fra i vari concorrenti si basa sul confronto dei progetti esecutivi e delle condizioni economiche. Questa decisione, presa dall'architetto e dal calcolatore, o dall'ufficio studi di un'Amministrazione pubblica è allora basata su delle stime di prezzi, sulle condizioni d'impiego, sull'esperienza e sulle necessità conosciute del cliente o dell'autorità in causa. Qualche volta l'architetto può mettersi in relazione con degli impresari specializzati in certi tipi di lavoro e ottenere da essi dei progetti di massima e dei prezzi approssimativi prima di prendere una decisione.

Oppure, in casi speciali, sono allestiti dei progetti informativi ed un capitolato che fornisce i dati generici, ma non i dettagli del progetto. Vengono allora richieste delle proposte a impresari qualificati, tanto per il progetto quanto per la costruzione. La decisione finale è presa dall'architetto o dal calcolatore sulle istruzioni del cliente o dell'autorità.

Conclusione.

Tutte le forme di costruzione hanno campi per i quali sono particolarmente adatte, ed il dovere dell'ingegnere verso il suo cliente è di raccomandare la forma di costruzione adatta per ciascun caso. Il precompresso ha numerosi campi, nei quali può sostenere la concorrenza, ed effettivamente la sostiene, sotto tutti i punti di vista, degli altri sistemi di costruzione, ma nei progetti a concorrenza severa, attualmente, molti sistemi di costruzione possono essere usati l'uno a fianco dell'altro. Gli hangars dell'aeroporto di Londra per le « British European Airways » ne forniscono eccellenti esempi. Le fondamenta, i pali e i muri, e alcune travi e murature di piccola portata sono in cemento armato, le travi maestre dell'hangar di 33 e 45 m. di luce libera sono in conglomerato, precompresso dopo indurimento, mentre le solette e le travi di copertura sono in cemento precompresso su banco come pure le travi secondarie e alcuni correnti. Le travi di ponte rotante e le travi maestre dei solai provvisori sono in costruzione metallica e le coperture leggere in alluminio.

I campi nei quali il cemento precompresso è economicamente vantaggioso sotto tutti i punti di vista sono i ponti, i serbatoi per acqua, le solette prefabbricate, gli elementi di copertura e molti altri prodotti prefabbricati come i pali d'illuminazione, le traversine, i pali ed i tubi. In altri campi i prezzi iniziali possono essere più alti, e per giustificare la scelta debbono essere messi completamente in evidenza gli altri vantaggi come la riduzione delle spese di manutenzione e l'economia nell'impiego dell'acciaio. Esso può naturalmente essere messo a confronto con vantaggio

con gli altri sistemi di costruzione per la rapidità d'esecuzione, per la possibilità di lunghe portate con travi d'altezza ridotta, per la congrua resistenza al fuoco e per la sicurezza contro certi rischi.

Il precompresso ha già conquistato dei campi d'impiego nei quali è eminentemente adatto ed il suo sviluppo si estende ogni anno. Per quelli che pensano che la spesa iniziale sia il solo criterio, raccomando il seguente passo citato da Corbetta: « Non è bene pagare troppo, ma non è bene pagare troppo poco. Quando si paga troppo, si

perde un po' di denaro e basta. Quando si paga troppo poco, talvolta si perde tutto, perchè l'oggetto che avete comperato non è tale da corrispondere allo scopo per il quale l'avete acquistato. La legge comune dell'equilibrio, in affari, si oppone a che si paghi poco e si ottenga molto. Non è possibile. Se si tratta con chi offre a minor prezzo, è prudente aggiungere qualche cosa per il rischio che si corre. E se si fa ciò, si avrà sempre abbastanza per acquistare qualche cosa di meglio ».

A. W. Hill

Le norme d'impiego per le costruzioni in c. a. precompresso

Viene analizzato e commentato il testo del progetto italiano di normalizzazione delle costruzioni in cemento armato precompresso, dando opportuno rilievo ai punti di maggiore interesse. Le Norme stesse e le Note ufficiali di commento vengono altresì riportate in appendice all'articolo.

Uno dei problemi ampiamente trattati al Congresso Internazionale di Amsterdam è stato quello relativo alla regolamentazione delle opere in cemento armato precompresso. Come risulta dalla comunicazione di M. A. Paduart, sei paesi europei hanno in tale occasione presentato un loro piano di prescrizioni per la normalizzazione di questo tipo di costruzioni.

Anche l'Italia ha rese note al Congresso le sue « Norme per l'impiego delle strutture in c. a. precompresso », appena redatte da apposita Commissione di studio del Ministero LL. PP. Queste Norme rappresentano oggi nel nostro paese un progetto di codificazione di un certo numero di principi generali e di dati specifici, sin qui analizzati singolarmente sul progetto di ogni struttura precompressa prima della sua realizzazione.

Non sarà infatti inutile ricordare, prima di passare all'esame delle Norme, che le costruzioni precomprese vennero dal loro inizio, come lo sono tuttora, regolate in Italia dal D.C.P.S. 20 dicembre 1947, n. 1516, il quale, al posto di una elencazione di prescrizioni, richiedeva per ogni struttura « ove allo scopo di conseguire un effetto statico si applica una sollecitazione indipendente dal carico, di entità tale da mantenersi efficiente per tutta la durata del servizio », l'esame preventivo del Consiglio Superiore dei LL. PP., affiancato da apposita Commissione del C.N.R.

Da un punto di vista ufficiale, le Norme Italiane presentate al Congresso di Amsterdam, sono state rese obbligatorie per le opere dipendenti dalle pubbliche Amministrazioni; per le altre opere esse verranno prese come base di giudizio nell'esame preventivo, in attesa del decreto legge che dia loro un valore definitivo. La pubblicazione ci sembra essere comunque di grande utilità per progettisti e costruttori, potendo la relativa conoscenza costituire per loro una preziosa guida.

Il complesso della regolamentazione, che è stata riportata integralmente in appendice, è suddiviso in due parti: le « Norme » propriamente dette, che

constano di sei articoli, e le « Note esplicative » alle stesse. Tale suddivisione è stata fatta nel dichiarato intento di lasciare alla prima parte della regolamentazione, sola che assumerà in un prosequio di tempo valore di legge, il carattere più generale possibile, attribuendo alla seconda parte la funzione di commento integrativo, atto a venire aggiornato con relativa speditezza dalle Commissioni all'uopo designate.

Verrebbe così ad essere evitato, nell'idea dei compilatori, quel grave difetto insito nella vigente regolamentazione del cemento armato. Tale regolamentazione infatti, emanata con legge del 1939, attende ancora oggi di essere portata al passo con il progredire della relativa tecnica.

Per la regolamentazione delle opere precomprese, la Commissione sembra aver fatto proprio il concetto informatore a cui si sono ispirati diversi altri paesi europei. Tale concetto presuppone che la garanzia della perfetta riuscita di un'opera risieda maggiormente nelle capacità e nell'esperienza degli ideatori e dei realizzatori piuttosto che in una prolissa elencazione di minute regole, cui sarà impossibile prevedere ogni dettaglio tecnico.

Ci sia lecito a questo punto osservare come in questo campo sia la prima volta in Italia in cui venga usato l'accorgimento di norme di legge accompagnate e integrate da commento, e che di conseguenza la sua utilità pratica potrà essere resa evidente solo attraverso la disciplinata sensibilità di costruttori e progettisti.

Entrando ad esaminare il progetto di normalizzazione, un rapido sguardo d'insieme fa rilevare come le Norme, in relazione a quanto precedentemente esposto si limitano sostanzialmente ad esaminare il problema tecnologico dei materiali da impiegare per la realizzazione di strutture precomprese. Il nucleo centrale delle prescrizioni riguarda infatti il calcestruzzo nella sua qualità e relativi tassi di lavoro, e l'acciaio nelle sue caratteristiche

di resistenza e nei corrispondenti limiti di sfruttamento. Completa questa parte una serie di dati, ricavati da esperienze, sui fenomeni che si sviluppano nel tempo nei due materiali.

Le Norme precisano nelle prescrizioni generali che la precompressione potrà applicarsi soltanto ove sia possibile garantire l'impiego di materiali di alta qualità nonchè la rigorosa osservanza dei procedimenti e dei controlli prescritti.

È necessario far qui rilevare come il problema della qualità dei materiali si ponga in termini diversi nell'ambito del c.a. ordinario e del c. a. precompresso. Mentre infatti nel c. a. ordinario è talvolta concettualmente ed economicamente lecito accontentarsi di usare materiali di caratteristiche meccaniche modeste, nel quadro del c. a. precompresso ciò non sarà possibile.

Una sensibile diminuzione infatti delle caratteristiche dei materiali rende inattuabile l'applicazione del concetto di precompressione.

Da tali premesse deriva l'assoluta necessità dello studio preventivo dei materiali e dei procedimenti da impiegare; diviene altresì indispensabile che ogni Ente appaltante, sia pubblico che privato, venga anticipatamente garantito sulle capacità realizzative dell'esecutore.

L'analisi dettagliata della regolamentazione mostra come sia le Norme propriamente dette che le Note definiscano con soddisfacente esattezza quali sono le opere da intendersi rientranti nella categoria sorvegliata. Viene infatti esplicitato che tali opere non sono tutte quelle ove sia presente uno stato di coazione, ma solo quelle in cui tale stato venga impresso a mezzo di armature metalliche.

Le regole date non vanno quindi applicate a quelle strutture sottoposte a sforzi artificialmente impressi ad esempio mediante martinetti o speciali procedimenti espansivi.

In particolare viene messo in evidenza che nelle strutture miste l'applicazione delle regole normative andrà fatta solo alle parti precomprese.

Si potrebbe a questo punto osservare come esistano ancora alcuni aspetti marginali della questione. Esistono infatti casi in cui le armature di precompressione si limitano a creare delle collaborazioni trasversali per semplice attrito (solidarizzazione ad esempio di travi prefabbricate in c. ordinario) o altri invece in cui la parte precompressa ha una influenza statica preponderante su tutto il resto della struttura. Potrebbe sorgere il dubbio sul modo di applicare in tali casi le norme per le strutture precomprese.

Sempre qui lecito rispondere a questi interrogativi sottolineando che qualora in una struttura mista di qualsiasi tipo o natura, esista uno stato di coazione indotto da armature in tensione, le norme andranno applicate per tutto e in quanto riguarda la conservazione nel tempo delle condizioni statiche previste per la struttura.

Nel caso di produzioni in serie di manufatti speciali (ad esempio travetti per solai) sembrerebbe non più necessaria l'autorizzazione ministeriale,

dovendo essere sufficiente la semplice osservanza delle norme generali negli Stabilimenti di produzione. Comunque l'acquirente dei prodotti precompressi da impiegarsi in strutture miste resterebbe implicitamente esentato dall'osservanza delle norme, salvo si intende il dovere del Calcolatore di rivedere le caratteristiche di impiego del prodotto finito.

Le prescrizioni generali poco differiscono da quelle in vigore per le opere in c. a. ordinario per quel che riguarda la figura del progettista e del direttore lavori.

Manca però il paragrafo riguardante la denuncia preventiva delle opere alle Autorità Competenti e quello riguardante il controllo e le ispezioni in cantiere.

In queste condizioni sorge un problema che assume particolare importanza per le strutture miste in c. a. ordinario e precompresso, strutture che si presentano in gran numero nel campo dell'edilizia civile ed industriale. Ci si può infatti domandare se le norme di controllo attualmente in vigore per il c. a. ordinario debbano in tali tipi di strutture miste considerarsi applicabili anche alle strutture precomprese, le quali, se così non fosse, resterebbero a differenza dalle strutture ordinarie completamente libere da ogni controllo pur richiedendo per la loro stessa natura una sorveglianza più accurata.

Dopo le prescrizioni generali, la regolamentazione entra subito in merito alla qualità e ai tassi di lavoro del calcestruzzo. Le Note alle Norme invece completano la parte generale con interessanti osservazioni e prescrizioni su metodi di calcolo e modalità esecutive riguardanti il problema della saturazione dei cavi, problema che viene seguito in tutto il suo svolgersi, dal calcolo dello sforzo da applicare alla iniezione finale.

A questo punto potrebbe venire notato come le « Note » sembrano talvolta eccedere dal carattere puramente consultivo loro inizialmente assegnato. Se qualche regola debba infatti venire considerata assolutamente obbligatoria essa dovrebbe venire inserita nelle regole normative. In altri casi invece di prescrizioni meno importanti che possano venire a ragione sostituite con altre di pari utilità, la loro inclusione nelle Note diviene evidentemente logica.

Sul calcestruzzo le Note iniziano prescrivendo l'uso di cemento ad alta resistenza, senza peraltro indicarne la dosatura minima, in conformità di gran parte della regolamentazione estera. L'uso del cemento ad alta resistenza è stato verosimilmente dettato da una parte dalla presunzione che tale tipo di cemento presenti in generale una maggiore costanza della qualità, e d'altra parte dalla opportunità di ottenere le resistenze richieste con dosature non eccessivamente elevate, ai fini di ridurre i fenomeni di ritiro e di fluimento viscoso.

Riguardo la composizione dei calcestruzzi, la Norme prescrivono un accurato studio preliminare sulla granulometria degli inerti, in funzione oltre che delle caratteristiche meccaniche del prodotto finito anche delle caratteristiche geometriche delle strutture.

Il complesso sia del primo che del secondo comma porta come conseguenza diretta alla imprescindibile necessità di far preventivamente esaminare in Laboratorio i materiali da impiegare sia per l'esame delle loro singole qualità sia per il rilevamento del loro comportamento globale.

Sul controllo della resistenza del calcestruzzo in fase di esecuzione del lavoro le Norme rimandano alle prescrizioni date dal regolamento per il c. a. ordinario.

Si avrà in particolare che allo stato attuale della regolamentazione la determinazione della resistenza di un getto dovrà venir fatta mediante prelevamento di una serie di almeno quattro cubi (spigolo 16 o 20 cm. a seconda del diametro massimo degli inerti) assumendo come valore presunto la media dei tre risultati migliori.

Osserviamo che è però probabile che tali modalità sperimentali vengano ben presto ampliate per consentire una migliore interpretazione statistica dei risultati delle prove.

Sui prelevamenti dei cubetti di calcestruzzo, va segnalata l'importanza della confezione degli stessi, che deve venire eseguita in modo tale che i risultati delle prove rispecchino più fedelmente possibile la qualità del calcestruzzo in opera.

Sulla qualità del calcestruzzo il regolamento pone una sola posizione di minimo: la resistenza cubica a 28 gg. di maturazione pari almeno a 375 Kg/cm² (tolleranza 5 %).

Sui tassi di lavoro del calcestruzzo la situazione prevista dalle norme si può così riassumere:

1) - Sollecitazioni massime di compressione e trazione all'atto della precompressione: 0,42 della corrispondente sollecitazione del calcestruzzo. In pratica si ottiene che imponendo la precompressione a una maturazione di circa 14 gg. si ha una resistenza a rottura all'incirca pari al 0,85 della resistenza a 28 gg., per cui si possono utilizzare per la somma degli effetti di precompressione e peso proprio nei casi di minima resistenza prevista, circa 135 Kg/cm².

2) - Sollecitazioni massime in fase di servizio:
— a compressione: 0,32 R_{b28}
— a trazione: 8 Kg/cm²

Circa la resistenza a trazione si ottiene per calcestruzzo con una resistenza cubica a 28 gg. variabile da un minimo imposto di 375 Kg/cm² ad un massimo normalmente raggiungibile di circa 500 Kg/cm² una sollecitazione ammissibile in fase di servizio (scontati quindi tutti gli effetti secondari) variante da 120 a 160 Kg/cm².

Per gli sforzi di trazione le Norme prevedono, come precedentemente detto, nel caso che non vi siano strutture per conci, un tasso limite ammissibile di 8 Kg/cm² che potrà venire sopportato dal calcestruzzo. Prevedono inoltre l'adozione di armature in acciaio dolce per l'assorbimento dello sforzo totale qualora tale tasso venga superato, raggiungendo un max ammissibile di 30 Kg/cm².

Le Note alle norme precisano in tal caso il metodo di calcolo: le armature, di piccola sezione e disposte ravvicinate, dovranno assorbire lavorando

al tasso di 1000 Kg/cm², il totale dello sforzo di trazione fornito dal diagramma delle tensioni, calcolato a sezione interamente reagente.

Sembra opportuno ricordare, a proposito delle armature sussidiarie, che il Regolamento francese raccomanda di non eseguire su tali ferri alcuna piegatura di piccolo raggio, allo scopo di evitare fessurazioni sotto l'effetto della precompressione.

Rileviamo altresì l'importanza del paragrafo relativo alla inammissibilità di sforzi di trazione nelle strutture eseguite per conci. Tale prescrizione, certo assai severa, si ritiene sia stata dettata dal fatto che la giunzione fra i conci risulta, oltre che di incerta esecuzione, anche difficilmente controllabile.

Per le tensioni tangenziali le Norme ammettono — che sino ad 8 Kg/cm² vengano assorbite direttamente dal calcestruzzo

— che per valori superiori ad 8 sino a 20 Kg/cm² vengano interamente assorbite da staffe normali, trascurando l'ausilio del calcestruzzo

— che per valori superiori a 20 Kg/cm² sino a 30 Kg/cm² si provveda alla messa in opera di armature trasversali (normalmente contenute in piani verticali) che riducano il totale delle sollecitazioni dal valore max sino a 4 Kg/cm².

Per quel che riguarda le zone di ancoraggio le Norme prendono in considerazione solo gli effetti dovuti ad ancoraggi a piastra che sono di largo uso, tralasciando di dettagliare le regole da seguire quando siano messi in opera altri tipi di ancoraggi di uso meno frequente. Le Note alle norme comunque ampliano la regolamentazione indicando il modo di calcolo anche delle zone di ancoraggio per apparecchiature incassate nel corpo della trave.

Le norme prevedono, per le sopradette zone di ancoraggio in cui le apparecchiature vengano applicate in superficie, delle sollecitazioni max di compressione locali pari a 0,55 (1/1,8) della resistenza a rottura del calcestruzzo alla stessa data della messa in tensione dei cavi, con la duplice restrizione

— che la piastra di ancoraggio disti dal bordo del calcestruzzo di 1/3 della minima dimensione del piano di contatto

— che esistano nelle zone di ancoraggio delle armature di ferro dolce atte a ripartire lo sforzo applicato, e ad assicurare una efficace cerchiatura delle zone stesse.

La prima condizione risulterà a nostro avviso assai gravosa per le dimensioni delle testate di ancoraggio e condurrà spesso ad un rapido rialzamento dei cavi per fissare le loro estremità terminali lungo il corpo della struttura. Tale accorgimento ha, pur tuttavia un largo uso in diversi tipi di strutture, specie iperstatiche, con risultati assai soddisfacenti.

Chiudono l'articolo riguardante le caratteristiche del calcestruzzo alcuni dati relativi al modulo elastico, al coefficiente di ritiro e al fluimento viscoso (deformazione lenta sotto carico).

Per quest'ultimo elemento va osservato che esso è stato preso all'incirca pari al 0,43 ‰, valore vellevole solo per strutture messe in stato di coazione

ACCIAI

CARATTERISTICHE			IMPIEGO				Cadute di tensione per rilassamento
	Minimi di accettazione	Tolleranze	Sollecitazioni in servizio				
			cavi scorrevoli		fili aderenti		
			σ_{fi}	σ_{fo}	σ_{fi}	σ_{fo}	
diametro ϕ	=	+2 %					
σ_R	=	$\pm 5\%$ ⁽¹⁾		$\leq 0,58 \sigma_R$		$\leq 0,65 \sigma_R$	
σ_1	=	=	$\leq 0,95 \sigma_1$				
σ_2	1.1 σ_R	$\pm 5\%$ ⁽¹⁾	$\leq 0,85 \sigma_2$		$\leq 0,95 \sigma_2$		
A_R ⁽²⁾	2.25 + 0.2 ϕ ⁽³⁾	$\pm 5\%$ ⁽⁴⁾	MAX 120 Kg/mm ²	MAX 90 Kg/mm ²	MAX 130 Kg/mm ²	MAX. 105 Kg/mm ²	
piegamento ⁽⁴⁾	4	=					
fatica	K = 2 ⁽⁵⁾	=					
Torsione alterna ⁽⁶⁾	(7)	=					

(1) scarti rispetto alla media di 3 valori su quattro prime prove

(2) valutato su $50^{mm} + 10 \phi$ (fili sezione circolare)

" " $50^{mm} + 113 \sqrt{5}$ (fili sezione qualsiasi)

(3) nelle trecce vale per fili singoli

(4) secondo UNI 1474

(5) margine di sicurezza K=2 rispetto alle oscillazioni del carico in servizio

(6) su base 50 ϕ o lunghezza equivalente

(7) esame del tipo di rottura

senza ritesatura

cavi scorrevoli : 7% σ_{fi}

fili aderenti singoli : 12% σ_{fi}

trecce sino a 3 fili : 14% σ_{fi}

con ritesatura a 2 mesi: cavi scorrevoli : 42% σ_{fi}

(1) scarti rispetto alla media di 3 valori su quattro prime prove

(2) valutato su $50 \pm 10 \phi$ (fili sezione circolare)

" " $50 \pm 113 \sqrt{S}$ (fili sezione qualsiasi)

(3) nelle treccie vale per fili singoli

(4) secondo UNI 1474

(5) margine di sicurezza K=2 rispetto alle oscillazioni del carico in servizio

(6) su base 50 ϕ o lunghezza equivalente

(7) esame del tipo di rottura

senza ritesatura
{ cavi scorrevoli : 7% σ_{fi}
fili aderenti singoli : 12% σ_{fi}
treccie sino a 3 fili : 14% σ_{fi}

con ritesatura a 2 mesi: cavi scorrevoli : 4,2% σ_{fi}

almeno dopo 14 giorni dal getto. Nel caso che la tesatura venga anticipata, è implicito nelle Norme che bisognerà effettuare una determinazione diretta del coefficiente stesso, allo scopo di tenere conto dei fenomeni viscosi propri dei calcestruzzi giovani.

Nel successivo articolo, riguardante le norme di accettazione e i tassi di lavoro dell'acciaio da adoperarsi in strutture precomprese, la regolamentazione assume il suo aspetto più importante. Sono infatti il tipo e le condizioni di sfruttamento di questo materiale che caratterizzano più di ogni altra cosa la nuova tecnica costruttiva. È quindi naturale che le Norme si siano preoccupate al massimo di garantire sotto ogni aspetto la conservazione indefinita dell'apporto resistente dato dall'acciaio al complesso strutturale.

Per brevità e per una migliore visione d'insieme della codificazione eseguita dalle Norme, abbiamo qui di seguito raccolti in una tavola tutti gli estremi della regolamentazione.

In tale tavola abbiamo, in concordanza con le Norme, indicato con

σ_1 : limite convenzionale al 0,1%

σ_2 : limite convenzionale al 0,2%

σ_R : resistenza a rottura

A_R : allungamento percentuale a rottura

σ_{fi} : tensione iniziale di tiro

σ_{fo} : tensione finale di esercizio.

A completamento dello sguardo d'insieme osserveremo che le prove considerate obbligatorie sono il rilevamento del diagramma sforzi-deformazioni (da cui debbano potersi ricavare il modulo elastico E_f all'origine, i due limiti convenzionali, e il carico e l'allungamento di rottura), e la resistenza ai piegamenti alterni. Le prove considerate facoltative sono invece quella a torsione alterna, fatica ondulata e rilassamento a 120 ore. La prova di fatica ondulata diviene obbligatoria per armature che subiscano in opera oscillazioni di carico di ampiezza totale superiore a 12 Kg/mm² (ad esempio tiranti

inclinati pretesi posti alle estremità di ponti a mensola) e nel caso di rottura fragile; le prove di torsione alterna lo divengono solo nel caso di rottura fragile; le prove di rilassamento a 120 ore sono obbligatorie per le treccie metalliche formate da più di tre fili.

L'articolo contiene inoltre norme sulle condizioni di collaudo delle forniture, sullo stato dei campioni e sulle modalità di posa dei cavi e loro messa in tensione.

L'ultimo punto su cui si sofferma la regolamentazione è quello relativo alla verifica dei margini di sicurezza a fessurazione e rottura. Il grado di sicurezza a fessurazione è stato fissato pari ad 1,1 (1,2 per solai e coperture) margine tenuto alquanto basso sia per non rendere antieconomiche le strutture eseguite a conci (nelle quali si presuppone una resistenza a trazione nulla) sia perchè l'eventuale comparsa di lievi fessure in zona tesa sotto l'effetto del sovraccarico non implichi un pericolo per la struttura, dato che la presenza dei cavi pretesi permetterà la loro richiusura completa.

Il grado di sicurezza a rottura è stato fissato, senza l'introduzione di criteri probabilistici, pari a 2 per ogni tipo di struttura, esclusa fatta per solai e coperture ove tale grado è stato innalzato a 2,25.

Alcuni dettagli del calcolo statico sono stati riportati nelle Note, che chiariscono dei punti estremamente interessanti.

Le stesse Note chiudono l'insieme della regolamentazione con un paragrafo riguardante il collaudo delle strutture in c. a. precompresso.

Cesare Castiglia

APPENDICE

I) Testo delle Norme

A) Oggetto delle norme.

Ai fini delle presenti norme si considerano precomprese le strutture in conglomerato cementizio nelle quali, allo scopo di conseguire un effetto statico, si imprime artificialmente, con l'ausilio di armature metalliche, uno stato di sollecitazione addizionale di natura ed entità tale da assicurare permanentemente l'effetto voluto.

B) Prescrizioni generali.

Ogni opera in cemento armato precompresso deve essere costruita in base ad un progetto esecutivo firmato da un ingegnere o architetto iscritto all'albo relativo, nei limiti delle attribuzioni di cui alla legge 24 giugno 1923 n. 1395 e R.D. 23 ottobre 1925 n. 2537 sull'esercizio delle professioni di ingegnere e di architetto e delle successive modificazioni.

Dal progetto esecutivo deve risultare tutto quanto occorre per definire l'opera sia nei riguardi dell'esecuzione, sia nei riguardi della precisa conoscenza delle condizioni di sollecitazione.

L'esecuzione dell'opera deve essere diretta possibilmente dal progettista, e comunque sempre da un ingegnere o architetto iscritto all'albo relativo.

La precompressione può applicarsi soltanto quando sia possibile garantire l'impiego di materiali di alta qualità nonché la rigorosa osservanza dei procedimenti e controlli di cui alle prescrizioni di seguito.

Le qualità e le caratteristiche dei materiali da impiegare nell'esecuzione delle opere devono essere comprovate prima e durante il corso dei lavori con certificati di prove eseguite da laboratori ufficiali.

C) Calcestruzzi.

1) Composizione.

Devono essere usati soltanto cementi ad alta resistenza di caratteristiche non inferiori a quelle del tipo 680.

La granulometria dei materiali inerti, il dosaggio in cemento ed il rapporto acqua-cemento devono essere studiati in modo da ottenere un calcestruzzo di qualità costante, di grande compattezza, tenute presenti le modalità di getto e le caratteristiche dimensionali delle strutture.

Le caratteristiche degli inerti devono essere continuamente controllate durante l'esecuzione dell'opera.

L'impasto deve essere fatto con idonei mezzi meccanici ed il dosaggio dei componenti deve essere eseguito con modalità che garantiscano il proporzionamento previsto.

2) Tassi di lavoro.

Le caratteristiche di resistenza del conglomerato si determinano secondo le norme che all'atto della costruzione regolano l'esecuzione delle opere in c.a.

La tensione unitaria a compressione o a trazione ai lembi delle sezioni, all'atto della precompressione, non deve superare il 42% della corrispondente resistenza del conglomerato alla stessa data.

È vietato l'impiego di calcestruzzi con resistenza inferiore a 375 kg/cm² a 28 gg.: è tollerato uno scarto del 5%.

La tensione di esercizio non deve superare a compressione il 32% della resistenza a 28 gg. e a trazione 8 kg/cm²; è tuttavia ammessa una trazione fino a 30 kg/cm² a condizione che l'intero sforzo di trazione venga assorbito da armature sussidiarie.

Nelle travi costruite per conci non sono ammessi sforzi di trazione in nessun caso.

La tensione tangenziale, calcolata tenendo conto della componente dello sforzo di precompressione, deve essere contenuta entro i seguenti limiti:

- a) senza apposite armature, fino al valore di 8 kg/cm²;
- b) con l'adozione di normale staffatura, per valori non superiori a 20 kg/cm²;
- c) con l'adozione di armature trasversali pretese atte a ridurre entro i 4 kg/cm² la massima trazione principale, oltre i 20 kg/cm² e fino ai 30 kg/cm².

Nella zona di ancoraggio delle armature, si possono tollerare sollecitazioni di compressioni locali $\sigma = \frac{\sigma_r}{1,8}$ dove σ_r è il carico di rottura all'atto della compressione, nella duplice condizione:

- a) che il piano di contatto dell'ancoraggio non sia al bordo del calcestruzzo e riservi perimetralmente una fascia libera la cui larghezza sia uguale al terzo della più piccola dimensione del piano di contatto stesso;
- b) che armature di acciaio dolce assicurino la resistenza del calcestruzzo in ogni direzione.

Per il modulo elastico, in mancanza di diretta sperimentazione, si può assumere in sede di progetto il valore $E=350.000 \text{ kg/cm}^2$.

Conoscendo il carico di rottura σ_r del conglomerato può assumersi il valore $E=18.000 \sqrt{\sigma_r}$.

Il ritiro finale non deve assumersi inferiore allo 0,00025, salvo valutazione sperimentale.

La deformazione lenta sotto carico, semprechè la messa in tensione abbia luogo a non meno di 14 gg. dal getto, deve valutarsi almeno 1,5 volte la deformazione elastica.

D) Acciai.

1) Caratteristiche meccaniche richieste.

a) Diagramma sforzi deformazioni dal quale si devono poter ricavare:

- modulo elastico all'origine, limiti convenzionali allo 0,1 e 0,2% di deformazione permanente;

— carico ed allungamento di rottura misurati sulla base, espressa in millimetri, di 50+10 Ø.

b) Resistenza ai piegamenti alterni su un mandrino di diametro quadruplo di quello del filo esaminato.

c) (a titolo facoltativo). Resistenza a torsione alterna su base di 50 Ø o lunghezza equivalente: resistenza alla fatica ondulata (intervallo di oscillazioni di carico che il campione può sopportare un milione di volte a cavallo del carico di servizio); rilassamento a 120 ore.

Le prove di fatica ondulata sono obbligatorie per armature che subiscano in opera oscillazioni di carico di ampiezza superiore a 12 kg/mm². Le prove di rilassamento sono obbligatorie per armature formate da treccie metalliche composte da più di tre fili.

2) Limiti imposti ai valori medi delle varie caratteristiche meccaniche.

a) Il rapporto fra carico di rottura e limite convenzionale allo 0,2% deve sempre rimanere superiore ed al più uguale a 1,1.

b) Allungamento a rottura per accostamento: esso deve risultare superiore od uguale al limite fissato in percentuale dall'espressione: $2,25 + 0,20 \phi$ (ϕ del filo in mm). Per le treccie questa norma si applica ai fili singoli.

c) Piegamenti alterni: l'acciaio deve subire senza rompersi almeno quattro piegamenti.

d) Nei casi in cui la prova di fatica ondulata è obbligatoria, il margine di sicurezza disponibile, rispetto all'oscillazione che il carico subisce in servizio, deve risultare almeno uguale a 2.

e) Nelle prove che danno luogo alla rottura dei campioni deve osservarsi l'aspetto della frattura. Nel caso di fratture fragili si devono obbligatoriamente eseguire le prove di fatica ondulata e di torsione alterna.

3) Condizioni di collaudo delle forniture.

Il fabbricante deve presentare i bollettini delle sue prove di controllo nella seguente misura:

- per tutte le matasse: diametro e carico di rottura (σ_r);
- ogni 10 matasse: allungamento e piegature;
- ogni 20 matasse: limite convenzionale allo 0,1% (σ_1) e allo 0,2% (σ_2);
- ogni 10 tonnellate (o comunque per ogni fornitura nel suo insieme) tutte le prove obbligatorie elencate. Eventuali prove facoltative.

Le modalità dei prelievi presso i cantieri devono essere fissate dai singoli Capitolati. Per ogni fornitura si debbono comunque far eseguire presso uno dei laboratori ufficiali le prove obbligatorie nella misura di quattro (tale numero è ridotto a due per il rilassamento).

4) Tolleranze.

a) Sulle dimensioni trasversali.

È ammessa una tolleranza del 2% soltanto in più.

b) Sul limite convenzionale allo 0,2%, sul carico di rottura e sull'allungamento a rottura.

È ammesso uno scarto, rispetto alla media dei quattro risultati, del $\pm 5\%$ per tre provini, del $\pm 6\%$ per il quarto. Qualora tale norma non venga soddisfatta si può ripetere la prova su altri quattro campioni; si opera allora sulla media delle otto prove; viene tollerato uno scarto del $\pm 5\%$ sui sei risultati più vicini alla media, del $\pm 6\%$ sul settimo, lo scarto dell'ottavo non viene considerato. Se anche questa prova fallisce, si attribuisce alla partita le caratteristiche del provino classificato settimo in senso decrescente.

5) Stato dei campioni.

All'atto della messa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili, pieghe. È tollerata una ossidazione che scompaia totalmente mediante leggero sfregamento con uno strofinaccio asciutto.

Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento. All'atto dello svolgimento delle matasse, l'acciaio

da impiegarsi entro travi a cavo scorrevole, allungato al suolo senza tensione su un tratto di 10 m., non deve presentare curvatura od ondulazione sensibile.

6) Posa dei cavi, messa in tiro.

Nel corso delle operazioni di posa si deve evitare, con particolare cura, di danneggiare l'acciaio mediante creazione di intagli, pieghe ecc. I fili devono essere suddivisi da opportuni separatori; si deve prendere ogni precauzione per evitare che i fili subiscano effetti corrosivi sia durante il magazzinaggio che in opera, fino all'iniezione dei cavi. All'atto della messa in tiro si deve misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito; i due dati devono essere confrontati tenendo presente la forma del diagramma sforzi-allungamenti (si considera il diagramma ottenuto mediando i dati relativi alle quattro prove estensimetriche richieste nei precedenti paragrafi) a scopo di controllo degli effetti dell'attrito.

7) Tassi di lavoro.

Si designa come « tensione finale di esercizio » σ_{fo} la tensione esistente nell'armatura metallica in una sezione generica dopo detrazione di tutte le perdite o cadute date da ritiro, fluage, rilassamento, attrito ecc.; come « tensione iniziale di tiro » σ_{fi} quella più intensa esercitata sull'acciaio all'atto della messa in tiro.

Si deve avere in ogni caso:

— Nelle travi a cavo scorrevole:

$$\sigma_{fi} \leq \begin{cases} 0,85 \sigma_2 \\ 0,95 \sigma_1 \\ 120 \text{ kg/mm}^2 \end{cases}$$

è consentita una sovratensione temporanea del 5% prima del bloccaggio.

$$\sigma_{fo} \leq \begin{cases} 0,58 \sigma_r \\ 90 \text{ kg/mm}^2 \end{cases}$$

— Nelle travi a fili aderenti:

$$\sigma_{fi} \leq \begin{cases} 0,95 \sigma_2 \\ 130 \text{ kg/mm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{fo} \leq \begin{cases} 0,62 \sigma_r \\ 105 \text{ kg/mm}^2 \end{cases}$$

8) Cadute di tensione per rilassamento.

Nelle travi armate con cavi scorrevoli formati da fili paralleli, tali cadute possono essere valutate nella misura del 7% della tensione iniziale di tiro. Nelle travi a fili aderenti si può invece fissare la caduta, nel 12% della tensione iniziale per fili singoli, nel 14% della tensione iniziale per treccie fino a tre fili.

Si può sempre valutare la caduta a tempo infinito moltiplicando per 2 la media delle cadute, misurate su due campioni almeno, sottoposti a prove di rilassamento a 120 ore sotto la tensione iniziale di tiro.

Quando si proceda alla ritaratura delle tensioni preventive almeno otto giorni dopo la messa in tiro, la caduta per rilassamento può essere ridotta nella misura del 25%. Se la ritaratura viene eseguita almeno due mesi dopo la messa in tiro la riduzione può essere elevata al 40%. Ogni precauzione deve essere però presa per evitare che nel periodo intercorso fra messa in tiro e ripresa, i fili possano subire effetti di corrosione.

E) Calcoli statici.

Le sollecitazioni devono calcolarsi considerando le combinazioni più sfavorevoli della precompressione iniziale e finale e dei diversi casi di carico derivanti dalle successive fasi della costruzione.

Quando le forze di precompressione vengono esercitate su opere iperstatiche, si deve tener conto degli sforzi addizionali consecutivi alle deformazioni, risultanti dalla precompressione stessa, sia istantanee che lente.

Le tensioni nel calcestruzzo e nelle armature dovute ai carichi esterni, possono essere calcolate, ove sia realizzata

l'aderenza fra acciaio e conglomerato, sulla sezione omogeneizzata con rapporto di equivalenza

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 6.$$

La sicurezza alla fessurazione, cioè il quoziente fra il momento provocante fessurazione, calcolato in base alla sezione omogeneizzata interamente reagente, ed il momento di esercizio, deve essere almeno uguale a 1,1. Allo scopo di garantire un margine di avvertimento, il momento di fessurazione non deve essere superiore a 0,80 del momento di rottura.

Il grado di sicurezza alla rottura, quando le caratteristiche della sollecitazione siano calcolate tenendo conto delle condizioni più gravose, o sotto l'incidenza complessiva del peso proprio e del sovraccarico, deve essere almeno uguale a 2.

Per i solai e per le coperture i gradi di sicurezza a fessurazione e rottura non dovranno essere inferiori rispettivamente a 1,2 e 2,25, fermo restando il margine di avvertimento.

II) Testo delle Note alle Norme

A) Oggetto delle norme.

Le norme si applicano agli elementi precompressi. Nel caso di strutture miste, cioè composte di elementi in c.a.p. e di altri in c.a. resi solidali fra loro in opera (ad esempio archi non precompressi con catene precomprese ovvero nervature precomprese con soletta non precompressa) le norme valgono soltanto per gli elementi in c.a.p. mentre per quelli non precompressi si applica il vigente regolamento sulle opere in c.a.

Le norme possono estendersi, per quanto applicabili, alle strutture in laterizio precompresso.

B) Prescrizioni generali.

Il progetto comprende tutti gli elaborati necessari ad una precisa esecuzione delle strutture con particolare riguardo al tracciato delle armature.

Devono inoltre risultare chiaramente dai calcoli e dai disegni le condizioni di sollecitazione nelle varie fasi esecutive della costruzione e l'intensità dello sforzo da applicare alle varie armature.

I laboratori ufficiali presso i quali devono eseguirsi le prove sui materiali, sono quelli dell'elenco contenuto nel regolamento sulle opere in c.a.

C) Modalità esecutive.

Il tiro delle armature deve essere eseguito, con i controlli di cui al successivo punto D, seguendo il programma dettagliato che deve fare parte integrante del progetto esecutivo. Da esso devono risultare:

a) l'ordine di tiro delle armature, determinato in modo da evitare che in qualche punto si esca dal campo delle tensioni ammissibili;

b) lo sforzo da applicare all'estremo di ciascun cavo e gli allungamenti previsti;

c) la precisa descrizione (con relativi valori degli sforzi e degli allungamenti) delle eventuali operazioni più complesse (tiro successivo dai due estremi, allentamento, ecc.).

Il calcolo dello sforzo di cui al punto b) si effettua a partire da quello previsto nel progetto tenendo conto:

- dell'assestamento degli ancoraggi, da determinarsi con esperienze su ciascun tipo di dispositivo;
- dell'effetto delle deformazioni progressive della struttura durante le operazioni;
- dell'attrito lungo ciascun cavo (nel progetto deve essere specificato l'eventuale adozione di accorgimenti atti a ridurre l'effetto).

Il calcolo degli allungamenti di cui al punto b) deve essere eseguito con riferimento al diagramma sforzi-deformazioni dell'acciaio:

- tenendo conto delle reali tensioni esistenti lungo il cavo;
- scontando l'assestamento iniziale del cavo.

Nelle operazioni di messa in tensione si assume quale diagramma sforzi-allungamenti la media dei diagrammi tracciati in conformità delle norme. In ogni caso non è lecito assumere un modulo elastico convenzionale.

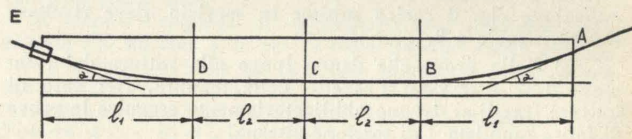
Il calcolo degli effetti dell'attrito si può effettuare come segue:

Si determinano possibilmente in maniera diretta i coefficienti di attrito, sia nelle zone in cui il cavo conserva andamento rettilineo, sia in quelle a tracciato curvo (non è consigliabile adottare raggi minori di m. 6, nè angoli di rialzamento maggiori di 30°), in mancanza si adotteranno i valori riportati nella tabella che segue:

Natura della guaina o della superficie d'appoggio dei cavi	Coefficiente d'attrito in linea retta $f_d \times 1000$	Coefficiente d'attrito in curva f_c
Calcestruzzo liscio	5	0,5
Lamierino metallico . . .	2,5	0,3
Lamierino e lubrificazione .	1	0,2

(Le lunghezze s'intendono misurate in metri, gli angoli in radianti).

Per semplificare i calcoli si possono sostituire alle espressioni esponenziali che figurano nella soluzione rigorosa del problema i primi due termini dello sviluppo in serie.



Nel caso illustrato in figura si ha, supponendo di tendere con un unico martinetto applicato in A):

$$\sigma_B = \sigma_A (1 - f_c \alpha_1)$$

$$\sigma_C = \sigma_B (1 - f_d l_2)$$

$$\sigma_D = \sigma_C (1 - f_d l_3)$$

$$\sigma_E = \sigma_D (1 - f_c \alpha_2)$$

Stabilita così la legge di variazione della tensione lungo il cavo, se ne può dedurre l'allungamento da ottenere in A suddividendo il cavo in tronchi, calcolando in ciascun tronco la tensione media, e deducendo il corrispondente allungamento unitario del diagramma sforzi-allungamenti dell'acciaio.

L'assestamento iniziale del cavo deve essere valutato sperimentalmente; in taluni casi, quando il cavo non venga preventivamente confezionato, questo effetto può assumere particolare importanza: la sua valutazione può essere eseguita iniziando la misura degli allungamenti a partire da una tensione sufficientemente elevata, ed estrapolando fino all'asse delle deformazioni la legge sforzi-deformazioni rilevata a partire da tale prima lettura.

D) Operazioni di tiro. Iniezioni.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, ossia le letture ai manometri dei martinetti e gli allungamenti misurati, verranno registrati in apposite tabelle sulle quali saranno preventivamente indicate le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici.

Il dispositivo di misura dello sforzo deve essere possibilmente indipendente dalle apparecchiature per indurre la preensione.

I manometri debbono essere tarati e frequentemente controllati. Si deve inoltre effettuare preventivamente una misura degli attriti che si sviluppano nell'interno del martinetto.

All'atto del tiro si confronteranno gli allungamenti rilevati con quello desunto dal precedente calcolo.

Una insufficienza di allungamento, rivelando un attrito superiore a quello supposto, richiede la messa in atto di appositi accorgimenti (innalzamento della tensione iniziale fino al massimo consentito oppure, se ciò non bastasse, attuazione di procedimenti particolari, quali il tiro delle due estremità, ecc.).

Una eccedenza di allungamento, quando non sia dovuta a cedimenti dell'ancoraggio opposto o all'assestamento iniziale del cavo, ciò che si deve accertare con particolare attenzione, indica un attrito inferiore a quello previsto, in tal caso si deve ridurre la tensione per evitare che la tensione finale lungo il cavo sia superiore a quella ammessa.

Qualora i cavi siano protetti da guaine metalliche in tronchi successivamente collegati devono adottarsi gli accorgimenti necessari ad evitare ogni filtrazione di malta durante il getto, proteggendo le giunzioni con avvolgimenti di nastro isolante, manicotti in gomma, ecc.

Le iniezioni dei cavi dopo il tiro devono eseguirsi con la massima cura ad evitare che nei cavi restino dei vuoti o sacche d'acqua.

Le iniezioni possono eseguirsi con pasta di cemento o malta con farina di sabbia finissima. La pasta o malta va introdotta lentamente e a bassa pressione. Non appena la pasta appare all'altra estremità del cavo si attende qualche tempo e quindi, prima che questo abbia fatto presa, si riprende l'operazione e non appena nuovamente fuoriesce la pasta dall'estremità del cavo, se ne chiude l'estremità e si prosegue a pressione maggiore.

Le iniezioni vanno eseguite al più presto dopo il tiro e quando i cavi devono essere ripresi l'opera non può essere messa in esercizio fintanto che siano state eseguite e maturate le iniezioni.

E) Calcestruzzi.

1) Composizione.

La composizione degli inerti del conglomerato va preventivamente studiata con particolari esperienze di laboratorio.

Le massime dimensioni degli inerti devono essere fissate in modo che il conglomerato possa passare agevolmente attraverso le maglie dell'armatura e tenendo conto dell'effetto di parete nelle strutture particolarmente sottili anche con riguardo all'efficacia del sistema di costipamento previsto.

Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato senza superare lo 0,5 in peso del cemento. In detta percentuale va inclusa anche l'acqua contenuta negli inerti il cui quantitativo deve essere controllato in cantiere.

La resistenza del conglomerato deve comunque essere comprovata da prove a compressione su cubetti o prismi da eseguirsi prima dell'inizio dei getti e su prelievi eseguiti durante i getti.

Qualora non sia garantita la costanza della qualità delle forniture degli inerti (ad esempio nel caso di sabbia di fiume) possibilmente si deve provvedere prima dell'inizio dei getti all'approvvigionamento del totale quantitativo di materiale occorrente ovvero, nel caso ciò non sia possibile, si devono eseguire frequenti controlli della granulometria apportando le variazioni necessarie ad ottenere la massima compattezza.

Le casseforme delle strutture in c.a.p. devono essere indeformabili ed a pareti stagne e non assorbenti.

Si richiama l'attenzione sui pericoli derivanti dai cedimenti dei puntelli prima e durante la precompressione.

Il getto deve essere costipato per mezzo di pervibratori ad ago od a lamina ovvero con vibratori esterni quando si debba agire su strutture sottili, e nelle zone ove le armature sono raggruppate in prossimità di un lembo della sezione.

Il conglomerato deve essere vibrato in strati non superiori a 30 cm. ed il raggio di azione dei vibratori va determinato sperimentalmente in relazione alla loro potenza.

I vibratori o pervibratori sono preferibili possibilmente di frequenza variabile commisurata a tutta la scala granulometrica dell'impasto.

2) Carichi di sicurezza. Criteri di progettazione.

La resistenza del conglomerato all'atto del tiro delle armature, con i sistemi post-tesi, ed al momento in cui vengono eliminate le forze esterne con i sistemi pre-tesi, si controlla sottoponendo a prova di compressione dei provini prelevati dal getto delle strutture.

La resistenza a trazione, in mancanza di sperimentazione diretta, può essere assunta pari ad 1/12 di quella a compressione.

Per condizioni finali di esercizio si intendono quelle a deformazioni lente esaurite nelle condizioni estreme di sollecitazione.

Quando lo sforzo di trazione finale previsto supera gli 8 kg/cm² debbono disporsi, in prossimità del lembo teso della sezione, armature di acciaio dolce di piccola sezione e ravvicinate, in quantità tale che siano in grado di assorbire, al tasso convenzionale di 1000 kg/cm² il totale sforzo di trazione fornito dal diagramma delle tensioni calcolato nella ipotesi di sezione tutta reagente.

In corrispondenza degli ancoraggi dei cavi, ove sono applicate rilevanti forze su piccole superfici di appoggio, possono ammettersi pressioni fino a 1/1,8 del carico di rottura cubico del conglomerato al momento della messa in tensione.

Qualora gli apparecchi di ancoraggio non siano soltanto applicati sulla superficie del conglomerato, ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa, si può tener conto anche della diffusione della forza per attrito laterale lungo le superfici dell'apparecchio, tanto maggiormente se le superfici laterali sono scabre, in modo da assicurare un'ottima aderenza.

L'area di ripartizione del carico non può comunque superare il doppio di quella effettiva di base dell'apparecchio e la distribuzione deve essere valutata nell'ipotesi di distribuzione uniforme, con un angolo di diffusione non superiore a 30°.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

In ogni caso dietro gli apparecchi di ancoraggio deve disporsi un'armatura di acciaio dolce costituita da cerchiature e griglie di ripartizione tali da costituire un'armatura tridimensionale atta ad assorbire, con largo margine, gli sforzi di trazione e di taglio derivanti dalla diffusione delle forze concentrate.

Qualora nelle testate delle travi si abbiano già apparecchi di ancoraggio che pertanto risultino ravvicinati, le testate saranno costruite con conglomerato di maggiore resistenza. Particolare cura deve porsi affinché l'asse dell'apparecchio di ancoraggio sia tangente all'asse del cavo.

Le superfici esterne dei cavi devono distare dalle superfici del conglomerato non meno di 20 mm. nei casi normali, non meno di 35 mm. in caso di esposizione ad agenti aggressivi.

Nelle strutture a conci le superfici di accostamento possono essere piane ove la risultante dello sforzo di precompressione nelle condizioni estreme di carico non faccia con la superficie stessa un angolo maggiore di 22°.

In caso che detto angolo venga superato le sezioni terminali dei conci debbono avere apposita dentellatura.

Qualora i conci siano accostati l'uno all'altro, con interposizione di un sottile strato di malta, le superfici di contatto debbono ottenersi da casseforme metalliche non deformabili. Altrimenti occorre lasciare fra concio e concio un gunto di larghezza sufficiente da permettere la buona esecuzione di un getto di sigillo di conglomerato cementizio ad elevato dosaggio. Il tiro deve applicarsi dopo che questo conglomerato ha raggiunto la resistenza prescritta in relazione al valore dello sforzo iniziale.

I tratti di filo uscenti dagli ancoraggi non debbono essere tagliati a raso così da consentire che per un tratto di conveniente lunghezza siano ripiegati e annegati in apposito getto di conglomerato.

Il modulo elastico indicato nelle Norme è da intendersi evidentemente per le deformazioni iniziali e quindi per applicazione di carichi di breve durata. Per le deformazioni totali a tempo indefinito, ove si voglia conglobare la deformazione rapida con quella lenta, può adottarsi in coerenza con i dati delle Norme, il valore: $E=7.000 \sqrt{\sigma_r}$ essendo E e σ_r espressi in kg/cm^2 .

F) Acciai.

1) Carico ed allungamento di rottura.

L'allungamento considerato è quello « per accostamento dopo rottura ». La base di misura è espressa in mm. mediante la formula: $b=50+10 \phi$ (ϕ essendo il diametro in mm); per sezioni non circolari il termine 10 deve essere sostituito dall'espressione $11,3 \sqrt{s}$.

2) Resistenza ai piegamenti alterni.

La prova va eseguita secondo le modalità previste dalle tabelle UNI 1474 su mandrino avente diametro quadruplo di quello del filo esaminato; per sezioni non circolari si considera il diametro equivalente.

3) Carichi di sicurezza.

La tensione finale di esercizio si valuta a partire da quella iniziale sulla sezione in esame, detraendo le cadute per deformazioni lente. Possono trascurarsi gli incrementi di tensione dovuti al carico esterno quando questi non superino il 10% della tensione finale.

G) Calcoli statici.

I procedimenti di calcolo relativi alle condizioni di esercizio vanno condotti nell'ipotesi di elasticità perfetta dei materiali valutando per altro gli effetti delle cadute di tensione per deformazioni lente.

Nel computo dell'entità geometrica delle sezioni vanno dettratti gli eventuali vuoti per il passaggio dei cavi quando complessivamente superino il 2% della sezione del calcestruzzo. Nelle strutture a cavi, non ancora iniettati, si considera come resistenza la sezione di conglomerato depurata dei fori.

Nei calcoli vanno considerati i vari stadi successivi in cui viene a trovarsi la struttura durante la costruzione, dopo l'inizio della messa in tensione dei cavi, sia riguardo l'ordine di tesatura delle armature, sia riguardo alla collaborazione delle varie parti precomprese o non precomprese (ad esempio successivo getto delle solette non precomprese).

La valutazione dello sforzo da applicare deve eseguirsi a partire dalla prevista tensione finale nell'armatura nelle sezioni caratteristiche valutando separatamente:

- 1) il rilassamento dell'acciaio
- 2) la deformazione lenta del conglomerato
- 3) il ritiro.

In tal modo si ottiene la tensione iniziale dell'armatura da prodursi nella sezione caratteristica.

L'ordine di grandezza della caduta di tensione per queste cause può oscillare intorno al 20%.

Per le strutture a cavi scorrevoli va pure valutata la perdita di tensione nelle sezioni caratteristiche per effetto delle cause già sopra indicate e cioè:

4) l'attrito lungo il cavo

5) per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili a bloccaggio con ancoraggi a cuneo (1-5 mm.).

Per le strutture a fili pretesi va considerata:

6) la caduta di tensione iniziale per deformazione elastica.

Nelle strutture miste quando si eseguano getti successivi va tenuto conto degli sforzi prodotti dalla differenza delle deformazioni lente del conglomerato delle parti solidali.

Quando si eserciti la precompressione su una struttura vincolata in modo che ne risulti ostacolata la libera deformazione, va tenuto conto dello stato di sollecitazioni derivante dalle reazioni di iperstaticità con particolare riguardo

alla influenza delle deformazioni lente per ritiro e rilassamento dei materiali oltreché per variazioni termiche.

Nelle strutture iperstatiche precomprese va posta particolare attenzione allo studio delle fondazioni ed in generale dei vincoli esterni.

È sconsigliabile la costruzione a conci prefabbricati nelle strutture iperstatiche a meno che la precompressione venga esercitata su schemi resi provvisoriamente staticamente determinati.

Il coefficiente di fessurazione è dato dalla formula:

$$\eta_f = \frac{M_f}{M_p + M_s}$$

dove:

M_f = momento fessurazione

M_p = momento dovuto ai carichi permanenti

M_s = momento dovuto ai carichi accidentali.

Per la verifica a rottura, ove si esegua il calcolo del momento resistente della sezione, considerando le deformazioni anelastiche dei materiali, si adotta l'ipotesi della conservazione delle sezioni piane.

Per il conglomerato si considera il carico di rottura prismatico (ovvero lo 0,8 di quello cubico) e una deformazione a rottura del 4‰.

La deformazione a rottura dell'armatura si rivela da esperienze di laboratorio sugli acciai impiegati.

Per le sezioni rettangolari o di forma diversa ma nelle quali la parte compressa del diagramma di rottura abbia forma rettangolare, purché le armature siano raggruppate in una ristretta zona e la loro percentuale rispetto all'area della sezione rettangolare circoscritta (larghezza della zona compressa per distanza del baricentro dell'armatura dal lembo compresso della sezione) non superi lo 0,25%, per la valutazione del momento di rottura si può usare la formula:

$$M_{rf} = 0,90 (A_f \sigma_{fr} + A'_f \sigma_{fs}) h'$$

dove A_f e σ_{fr} sono area della sezione totale e carico di rottura dell'armatura pretesa ed $A'_f \sigma_{fs}$ area e carico di snervamento di eventuale armatura sussidiaria in acciaio dolce non pretesa, h' la distanza del baricentro degli sforzi resistenti dell'armatura dal centro compresso della sezione.

Per il calcolo delle armature al taglio l'inclinazione β dell'elemento normale alla tensione principale minima si valuta con la formula convenzionale

$$\text{tg } \beta = \frac{2 \tau}{\sigma_c}$$

dove la tensione tangenziale τ e la precompressione $\bar{\sigma}_c$ vanno calcolate sulla fibra della sezione ove esse provocano il più grande valore assoluto della tensione principale minima e quindi l'interasse delle staffe è:

$$\Delta_x = \frac{Z}{V \text{tg } \beta} \sigma_f A_f$$

essendo A_f l'area complessiva di una staffa, Z il braccio degli sforzi interni e V la forza di taglio media nell'intervallo Δ_x .

H) Collaudo.

Le operazioni di collaudo da praticarsi in conformità delle norme generali vigenti su opere similari e sulla base dei dati di progetto e delle prescrizioni di capitolo devono essere condotte con il massimo rigore e adeguata attrezzatura di apparecchi di misura (flessimetri centesimali sottratti all'influenza termoigroscopico, estensimetri adeguati alle condizioni particolari, livellazioni di precisione, ecc.).

Per l'interpretazione dei risultati deve essere tenuto conto dei dati ottenuti, nel corso dell'esecuzione dell'opera o immediatamente prima delle prove di carico, delle esperienze eseguite, presso i laboratori ufficiali, sui materiali impiegati.

BIBLIOGRAFIE

Franco Levi

Introduction.

- (1) *Proceedings of a symposium on concrete shell roof construction*, July 1952. London, Cement and Concrete Association, 1954, pp. 258.
 - a) McNAMEE, J. J., *Existing methods for the analysis of concrete shell roofs*, pp. 45-57. Discussion, pp. 58-78.
 - b) MORICE, J. B., *Research on concrete shell structures*, pp. 99-113. Discussion, pp. 114-126.
 - c) BLUMFIELD, C. V., *The combination of shells and prestressing*, pp. 149-160. Discussion, pp. 160-172.
- (2) GILMAN, L. S., *Calcul des voûtes minces cylindriques en béton armé*, « Ann. Inst. Bâtiments Industriels », Leningrad, No. 5, 1938.
- (3) JOHANSEN, K. W., *Critical notes on the calculation and design of cylindrical shells*, Liège, International Association for Bridge and Structural Engineering, 3rd Congress, September 1948, Final report, pp. 601-606.
- (4) BAKER, A. L. L., *A plastic design theory for reinforced and prestressed concrete shell roofs*, « Magazine of Concrete Research », Vol. 2, No. 4, July 1950, pp. 27-34.
- (5) BAKER, A. L. L., *Ultimate strength theory for short reinforced concrete cylindrical shell roofs*, « Magazine of Concrete Research », Vol. 4, No. 10, July 1952, pp. 3-8.
- (6) HAAS, A. M., *De berekening van gewapend betonen schaaldaken*, « De Ingenieur », Vol. 62, No. 12, 24th March 1950, pp. Bt. 9-14; No. 36, 8th September 1950, pp. Bt. 43-48.
- (7) LUNDGREN, H., *Cylindrical shells*, Vol. I, Cylindrical roofs, 1st edition, Copenhagen, The Danish Technical Press, The Institute of Danish Civil Engineers, 1949, pp. 360, Appendix pp. XIX.
- (8) SCHUBIGER, E., *Die Schalenkuppel in vorgespanntem Beton der Kirche Felix und Regula in Zürich*, « Schweizerische Bauzeitung », Vol. 68, No. 17, 29th April 1950, pp. 223-228.
- (9) FINSTERWALDER, U., *Vorgespannte Schalenbauten*, Wiesbaden, Deutscher Beton-Verein E. V. Vorträge auf der Hauptversammlung am 6 und 7 Mai 1954 in Essen, pp. 145-161.
- (10) ERNST, G. C., MARLETTE, R. R. and BERG, G. V., *Ultimate load theory and tests of cylindrical long shell roofs*, « Journal of the American Concrete Institute », Vol. 26, No. 3, November 1954, pp. 257-271.
- (11) LEVI, F., *Considerazioni sul comportamento statico delle volte in cemento armato*, « Atti e Rassegna Tecnica », Torino, No. 10, 1954.

Méthodes de calcul en phase élastique.

- (12) SCHÖRER, H., *Line load actions on thin cylindrical shells*, « Transactions of the American Society of Civil Engineers », Vol. 101, No. 2, 1936, pp. 767-810.
- (13) DONNELL, L. H., *A new theory for the buckling of thin cylinders under axial compression and bending*, « Transactions of the American Society of Mechanical Engineers », Vol. 56, No. 11, November 1934, pp. 795-806.
- (14) JENKINS, R. S., *Theory and design of cylindrical shell structures*, « The O. N. Arup Group of Consulting Engineers », Bulletin No. 1, 1947, pp. 75.
- (15) FINSTERWALDER, U., *Die Theorie der Kreiszylindrischen Schalengewölbe*, « Ingenieur Archiv », 1930 (cfr. Thèse de doctorat à l'Université de Munich).
- (16) JAKOBSEN, A. A., *Über das Randstörungsproblem an Kreiszylinderschalen*, « Der Bauingenieur », Vol. 20, No. 29-30, 28 th July 1939, pp. 394-405.

- (17) DISCHINGER, F., *Die strenge Theorie der Kreiszylinderschale in ihrer Anwendung auf die Zeiss-Dywidag-Schalen*, « Beton und Eisen », Vol. 34, No. 16, 20th August 1935, pp. 257-264, No. 18, 20th September 1935, pp. 283-294.
- (18) *Design of cylindrical concrete shell roofs*, New York, American Society of Civil Engineers, 1952, « Manual of Engineering Practice », No. 31, pp. 177.
- (19) KIRKLAND, C. W. and GOLDSTEIN, A., *The design and construction of a large span prestressed concrete shell roof*, « The Structural Engineer », Vol. 29, No. 4, April 1951, pp. 107-127. Discussion No. 11, November 1951, pp. 306-311.
- (20) MARSHALL, W. T., *The elimination of moments in shell roofs by prestressing*, « Proceedings of the Institution of Civil Engineers », Part 3, Vol. 3, No. 1, April 1954, pp. 276-282.
- (21) SILVERA, V. M., *A method of design for shell concrete roofs using prestressed edge beams*, « Magazine of Concrete Research », Vol. 2, No. 4, July 1950, pp. 9-14.
- (22) FLUGGE, W., *Statik und Dynamik der Schalen*, Berlin, Springer, 1934.
- (23) LAFFAILLE, B., *Mémoires sur l'étude générale des surfaces gauches minces*, Zürich, International Association for Bridge and Structural Engineering, Publications Vol. 3, 1935, pp. 295-332.
- (24) ISSENMAN-PILARSKI, L., *Calcul des voiles minces en béton armé*, 2nd edition, Paris, Dunod, 1952, pp. IX, 202.
- (25) JOHANSEN, K. W., *Stress conditions neglecting bending in shells*, « Bygningssstatiske Meddelelser », 1937, pp. 61-84. (Cement and Concrete Association Library Translation Loan Series No. 4, 1953, Cl. 4 (2/53), pp. 31).
- (26) JENKINS, R. S., *Theory of new forms of shell*, « Proceedings of a symposium on concrete shell roof construction. July 1952 », London, Cement and Concrete Association, 1954, pp. 127-140, Discussion p. 148.

Méthodes de calcul « à la rupture ».

Voir aussi les indications bibliographiques (1-5, 7).

- (27) JOHANSEN, K. W., *Skalkonstruktionen paa Radiohuset*, « Bygningssstatiske Meddelelser », Vol. 15, 1944, pp. 1-26.
- (28) JOHANSEN, K. W., *Beregning af jaernbetonbjaelker*, « Bygningssstatiske Meddelelser », Vol. 16, 1945, pp. 35-62.
- (29) LEVI, F., *Adaptations plastiques au bord des surfaces de révolution*, Zürich, International Association for Bridge and Structural Engineering, Publications Vol. 13, 1953, pp. 221-238.
- (30) LEVI, F. and PIZZETTI, G., *Fluage, plasticité, précontrainte*, Paris, Dunod, 1951, pp. XVI, 463.

Instabilité de l'équilibre.

Voir aussi les indications bibliographiques (7, 10, 18).

- (31) BRAZIER, L. G., *On the flexure of thin cylindrical shells and other « thin » sections*, « Proceedings of the Royal Society », Series A, Vol. 116, No. 773, 1st September 1927, pp. 104-114.
- (32) BELLUZZI, O., *La stabilità delle volte a botte inflesse secondo le generatrici*, « Ricerche di Ingegneria », Vol. 1, No. 4, 1933, pp. 124-129.
- (33) BELLUZZI, O., *Sulla stabilità dell'equilibrio delle volte Zeiss e Dywidag*, « Ricerche di Ingegneria », Vol. 3, No. 2, March-April 1935, pp. 35-40.
- (34) GALLI, A., *Stabilità nell'equilibrio di una volta trave*, « Rend. Ac. Napoli », 1941-1942.
- (35) KRALL, G. and CALICO, D., *Moltiplicatore critico di una distribuzione di carico su una volta autoportante*, « Atti della Accademia Nazionale dei Lincei », Rendiconti, Series 8, Vol. 4, 1948, pp. 15-21.
- (36) KRALL, G., *Stabilità dell'equilibrio elastico*, « Manuale dell'ing. civile », Roma, Ed. Cremonese, 1952.

- (37) GIANGRECO, E., *Instabilità nell'equilibrio delle strutture scatolari*, « Rend. Ac. Napoli », 1950.
- (38) GIANGRECO, E., *Statica e stabilità delle strutture scatolari precomprese*, « Giornale del Genio Civile », Vol. 92, No. 6, June 1954, pp. 430-442.

Données expérimentales.

- (39) SALIGER, R., *Schalendach aus Eisenbeton nach Bauart Kolb*, « Beton und Eisen », Vol. 27, No. 1, 5th January 1928, pp. 1-6.
- (40) KLEINLOCEL, A., *Die Schalengewölbe der Grossmarkthalle Frankfurt a. M.*, Beton und Eisen, Vol. 27, No. 1, 5th January 1928, pp. 11-16; No. 2, 20th January 1928, pp. 25-28.
- (41) SACHEPOTIEV, A. S., *Experimental investigation of a reinforced concrete cylindrical shell*. (in Russian), « Proekt i Standart », No. 4, 1936.
- (42) TORROJA, E., *Le volte mince du « fronton Recoletos » à Madrid*, Zürich, International Association for Bridge and Structural Engineering, Publications Vol. 5, 1937-1938, pp. 343-361.
- (43) TORROJA, E., *Réalizations de voûtes minces en Espagne*, « Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics », No. 164, December 1950, Béton, Béton Armé, No. 14, pp. 24.
- (44) LUNDGREN, H., *Stabilitetsforsog med cylindriske jernbetonskaller*, « Ingeniørvideenskabelige Skrifter », No. 5, 1945, pp. 68.
- (45) HRUBAN, K., *Hyperbolic-paraboloid concrete roofs in Czechoslovakia*, « Concrete and Constructional Engineering », Vol. 44, No. 8, August 1949, pp. 247-251.
- (46) PIZZETTI, G., *Studio di volta con l'aiuto di modello*, « Atti e Rassegna Tecnica », Torino, No. 5, 1954.
- (47) SHAKER, A., *An experimental and analytical investigation of the stresses in prestressed reinforced concrete shell roofs*, « Thesis presented to the University of London for the degree of Ph. D. (Eng.) », 1951, pp. 229.
- (48) GOUDA, M., *An experimental and analytical investigation of stresses in reinforced concrete cylindrical shell roofs*, Thesis presented to the University of London for the degree of Ph. D. (Eng.), 1951, pp. 194.
- (49) PIPPARD, A. J. S., and CHITTY, L., *Experiments on the plastic failure of cylindrical shells*, London, The Institution of Civil Engineers, « The Civil Engineers in War », 1948, pp. 2-29.
- (50) VLACHLIS, D., *Model tests on a thin prestressed barrel roof*, « Magazine of Concrete Research », Vol. 4, No. 10, July 1952, pp. 9-16.
- (51) HAAS, A. M. and BOUMA, A. L., *Experimentele toetsing van enkele analytische methoden voor de berekening van cirkecyllindrische schaalconstructies*, « Cement », Vol. 6, No. 23-24, December 1954, pp. 430-436.
- (52) COUSINS, H. G., *The application of prestressing to shell roof construction*, « Reinforced Concrete Review », Vol. 2, No. 3, July 1950, pp. 189-199.

B. Kelopuu

- (1) RÜSCH, H., *Spannbeton-Erläuterungen zu DIN 4227*, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, 1954, pp. 57.
- (2) LEE, D. H., *High tensile alloy steel bars for prestressed concrete*. *Proceedings of the first United States conference*

on prestressed concrete, Massachusetts Institute of Technology, August 1951, pp. 167-176. Discussion p. 177.

- (3) MAGNEL, G., *Prestressed concrete*, London, Concrete Publications Ltd. 1948, pp. vii, 215.
- (4) LEONHARDT, F. and BAUR, W., *Brücken aus Spannbeton, wirtschaftlich und einfach*. Beton und Stahlbetonbau, Vol. 45, No. 8, August 1950, pp. 182-188; No. 9, September 1950, pp. 207-215.
- (5) OSTENFELD, C. and JONSON, W., *Forsog med forspaendt beton*, Copenhagen, Teknisk Forlag, 1951, pp. 90.
- (6) GIEHRACH, U. and SÄTTELE, Ch., *Die Versuche der Bundesbahn an Spannbetonträgern in Kornwestheim*, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, 1954, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, No. 115, pp. iv, 33.
- (7) *Tests of a prestressed concrete footbridge*. Concrete and Constructional Engineering, Vol. 47, No. 6, June 1952, pp. 185-188.
- (8) LEONHARDT, F., *Spannbeton für die Praxis*, 1st edition, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, 1955, pp. xx, 472.
- (9) WALZ, K., *Eigenschaften von Zementsuspensionen zum Auspressen*, Beton und Stahlbetonbau, Vol. 49, No. 9, September 1954, pp. 205-211.
- (10) RÖHNISCH, A., *Die Einwirkung von Frost auf den Einpressmörtel von Spanngliedern*, Beton und Stahlbetonbau, Vol. 50, No. 2, February 1955, pp. 64-71, No. 3, March 1955, pp. 89-93.
- (11) *Vorläufige Anweisungen für das Auspressen von Spanngliedern mit Zementmörtel* (Gültig bis 31.3.1955).

A. S. G. Bruggeling

- (1) LARAVOIRE, L., *Un nouveau produit sidérurgique français le « fil machine » en acier traité pour béton précontraint*, « Travaux », Vol. 36, No. 217, November 1952, pp. 523-528.
- (2) LIPS, E. M. H. and VAN ZUILEN, H., *Improved hardening technique*, « Metal Progress », Vol. 66, No. 2, August 1954, pp. 103-104.
- (3) BANNISTER, J. L., *Cold drawn prestressing wire*, « The Structural Engineer », Vol. 31, No. 8, August 1953, pp. 203-218.
- (4) STRYCKER, R. de, *Comptes rendus de recherches*, « I.R. S.I.A. », No. 11, July 1953.
- (5) ZINSSER, R., *Die Zeitdehnung von Stahldrähten bei Beanspruchung im Zug-Schwell Bereich*, « Stahl und Eisen », Vol. 74, No. 3, 1954, pp. 145-151.
- (6) BELCHE, L., *Recherche des causes de la rupture spontanée de fils d'acier à haute résistance utilisés comme tirants dans des portiques en béton armé à traverse parabolique*, « Précontrainte-Prestressing », Vol. 4, No. 2, July-December 1954, pp. 65-76.
- (7) LOUIS, H. and DEHAN, E., *Mesure des efforts et de leur variation dans les fils accessibles des ouvrages en béton précontraint*, « Annales des Travaux Publics de Belgique », Vol. 103, No. 2, April 1950, pp. 201-245.
- (8) EBNER, H. and HAVEMANN, K., *Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen an der Neuen Lombardsbrücke in Hamburg*, « Beton und Stahlbetonbau », Vol. 50, No. 4, April 1955, pp. 121-126; No. 5, May 1955.

Direttore responsabile: **AUGUSTO CAVALLARI-MURAT**

Autorizzazione Tribunale di Torino, n. 41 del 19 Giugno 1948

STAMPERIA ARTISTICA NAZIONALE - TORINO