

II

ARGOMENTI DI CARATTERE GENERALE

IL PROBLEMA TECNICO ECONOMICO DEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Lo sviluppo assunto in Italia dalle costruzioni in cemento armato precompresso dalle prime applicazioni ad oggi è stato già illustrato in apertura di seduta con una chiara veduta d'insieme.

Dovendo ora svolgere un argomento affine, vorrei precisare che lo scopo della mia relazione è un'analisi di dettaglio di tale sviluppo, analisi che prescinde dalle singole fasi di esso. In altri termini, partendo dalla documentazione che il Centro sulle Coazioni raccoglie sin dal 1947 sulla maggior parte delle opere in precompresso eseguite in Italia, mi propongo di sintetizzare gli aspetti fondamentali del problema da un punto di vista tecnico-economico.

A tale scopo è stato eseguito uno studio a carattere interpretativo per quanto riguarda le forme, gli schemi strutturali e i mezzi d'opera, ed uno studio a carattere statistico sugli aspetti economici delle costruzioni precomprese con particolare riguardo alle strutture da ponte. S'intende che i valori numerici che verranno indicati, sono ricavati come media dalle caratteristiche di una data categoria di strutture, e non si riferiscono in particolare a nessuna opera. Vorrei peraltro sottolineare che vi sono delle opere che si discostano nettamente da tale media. Tali eccezioni sono dovute generalmente all'intervento di singolarità, che non è stato possibile considerare nel nostro esame.

* * *

Riassumendo in breve il testo della memoria, suddividerò quindi l'esposizione in due parti: la prima, che avrà l'aspetto di una rapida rassegna, riguardante i materiali i mezzi d'opera; la seconda, a carattere statistico, riguardante gli aspetti economici del problema della precompressione in relazione agli schemi statici.

Evoluzione dei materiali e mezzi d'opera

Per quel che riguarda i materiali un elemento essenziale di sviluppo si ha nel progresso della confezione del calcestruzzo e della fabbricazione degli acciai ad alto limite elastico.

La confezione di un calcestruzzo ad alta resistenza dipende come è noto, da un attento esame della qualità dei costituenti, dalla granulometria degli inerti, dal dosaggio del legante, dal rapporto A/C e dal metodo di getto. Contemporaneamente viene richiesta la conoscenza della sua deformabilità nel tempo; in opera tutti i fenomeni di ritiro, fluage ed invecchiamento assumono infatti una primaria importanza, da cui non è possibile prescindere.

In campo internazionale tutti questi aspetti del problema sono stati a lungo e attentamente esaminati sia da un punto di vista teorico che da un punto di vista sperimentale.

In Italia, inizialmente ci si è giovati dei risultati acquisiti all'estero, e sin d'allora nel campo della confezione dei calcestruzzi ad alta resistenza sono stati ottenuti generalmente degli ottimi risultati. Ne fa fede il fatto che le resistenze a rottura e i tassi di lavoro dei calcestruzzi adoperati nelle prime strutture precomprese realizzate in Italia sono assolutamente paragonabili a quelli attuali.

L'aspetto più significativo del progresso compiuto sta qui in prima analisi nelle economie realizzate con i miglioramenti dei metodi di getto o di maturazione, ed ancora nella fabbricazione di cementi a elevate caratteristiche meccaniche e rispondenti a determinate caratteristiche fisiche. Un cenno a parte spetta alle conoscenze acquisite in questi ultimi anni, tramite una lunga serie di studi ed esperienze, sui fenomeni di deformazione e di adattamento dei calcestruzzi nel tempo. Tali studi hanno permesso di raggiungere un sufficiente grado di approssimazione nella valutazione del comportamento nel tempo delle strutture precomprese e quindi di poterne valutare con buona precisione il grado di sicurezza.

Sul problema degli acciai altri dirà in particolare del processo evolutivo e degli odierni risultati. In questo campo non è difficile notare uno sviluppo veramente notevole, sviluppo dal quale dipende a nostro avviso, buona parte del successo del cemento armato precompresso.

Accennerò solo brevemente ai più recenti tipi di acciaio con diametri da 5 e 7 mm per la formazione di cavi scorrevoli, con diagrammi ad andamento lineare, sino in prossimità della rottura, nei quali la tendenza al rilassamento risulta assai bassa; e sull'impiego per la prima volta in Italia di armature a grosso diametro (circa 25 mm) formate da acciaio con limite al 2^o/100 pari a 65 kg/mm², $R = 90-110$ kg/mm^q e campo di utilizzazione senza rilassamento sino a 50 kg/mm^q.

Passando ora all'esame dei mezzi d'opera, quali ad esempio martinetti e ancoraggi per tesatura e bloccaggio dei cavi scorrevoli, dispositivi per la precompressione di serbatoi o condotte, sistemi per fabbricazione in serie e simili, diremo che in pochi paesi come in Italia, esiste una così larga applicazione di metodi diversi. In Italia infatti tutti i principali brevetti esteri sono rappresentati, mentre d'altra parte l'ingegno di progettisti e costruttori italiani ha validamente contribuito, nel campo degli studi e delle realizzazioni, con idee numerose e assai feconde. Mi sia permesso dire che questo è l'aspetto più vistoso ed interessante del contributo italiano alla evoluzione del cemento armato precompresso, forse uno dei campi in cui la parola stessa assume il suo pieno ed inequivocabile significato.

Lo sviluppo e l'analisi di tale argomento esula dalle possibilità di una breve relazione. Mi limiterò solo a ricordare la moderna tendenza a diminuire il numero dei fili per ogni ancoraggio, a realizzare la messa in tiro mediante riprese successive per diminuire gli effetti dell'attrito nei cavi curvi, e a prefabbricare elementi delle strutture ai quali si assicura la monoliticità mediante cavi di collegamento oppure mediante getti di calcestruzzo armato. Nel primo caso gli elementi prefabbricati sono già portanti, nel secondo invece essi richiedono l'ausilio di banchinaggi.

Indagine statistica sugli aspetti economici del problema

Volendo ora entrare in merito agli studi statistici da noi effettuati, faremo rilevare come una indagine di tale tipo risulti possibile solo nel caso in cui le forme strutturali siano ben definite e ove sulla medesima forma si abbia un gran numero di elementi di giudizio e di confronto. Un campo assai interessante sarebbe quello degli elementi di piccole dimensioni prodotti in serie quali, pali, traversine ferroviarie, travi di piccola luce per edifici ad uso civile ed industriale.

Preferiamo tuttavia esaminare in questa sede, le strutture da ponte, di cui in Italia si hanno già un centinaio di esempi, che offrono fra loro maggiori affinità.

Riassumeremo ora i dati più importanti.

Su i ponti a travata abbiamo esaminato in primo luogo, il tipo di sezione adottato. Nella prima tavola figurano sette tipi di sezione.

Abbiamo:

- in *A* la sezione a solettone pieno (o leggermente nervato);
- in *B* la sezione a travi ad I simmetriche ravvicinate con soletta non precompressa;
- in *C* la sezione con travi a T in cui l'ala superiore del T forma la soletta, e sbalzi riportati in opera;
- in *D* la sezione a travi fortemente distanziate, precomprese in opera assieme alla soletta e agli sbalzi;
- in *E* la sezione con travi a cassone distanziate, precomprese in opera assieme alla soletta e agli sbalzi;
- in *F* la sezione a cassone continuo precompresso in opera;
- in *G* la sezione con travi a doppio T formanti un cassone continuo, precompresso fuori opera.

I primi ponti precompressi di piccola luce ebbero una sezione del tipo *A*. In Italia un primo gruppo di ponti fu in massima parte eseguito con sezione del tipo *B*, con travi prefabbricate a conci, collegati in opera da precompressione longitudinale e trasversale. Alla sezione tipo *A* si è assai recentemente tornati sia per il superamento di piccole luci (con schermi staticamente deter-

minati) che per luci di entità rilevante (con schemi staticamente indeterminati). Tale ritorno è stato giustificato dal basso costo delle casseforme, dalla comodità del getto e della posa dei cavi, e dai pregevoli effetti estetici che se ne possono ricavare.

La sezione tipo *C* risulta classica per impalcati prefabbricati. Le travi vengono generalmente gettate in cassaforma unica fuori o a fianco d'opera e quindi collegate in sito mediante precompressione trasversale.

L'odierna tendenza nelle sezioni di ponte è rappresentata dal tipo *D*. In tale sezione le travi sono fortemente allontanate le une dalle altre. La loro precompressione viene eseguita in opera

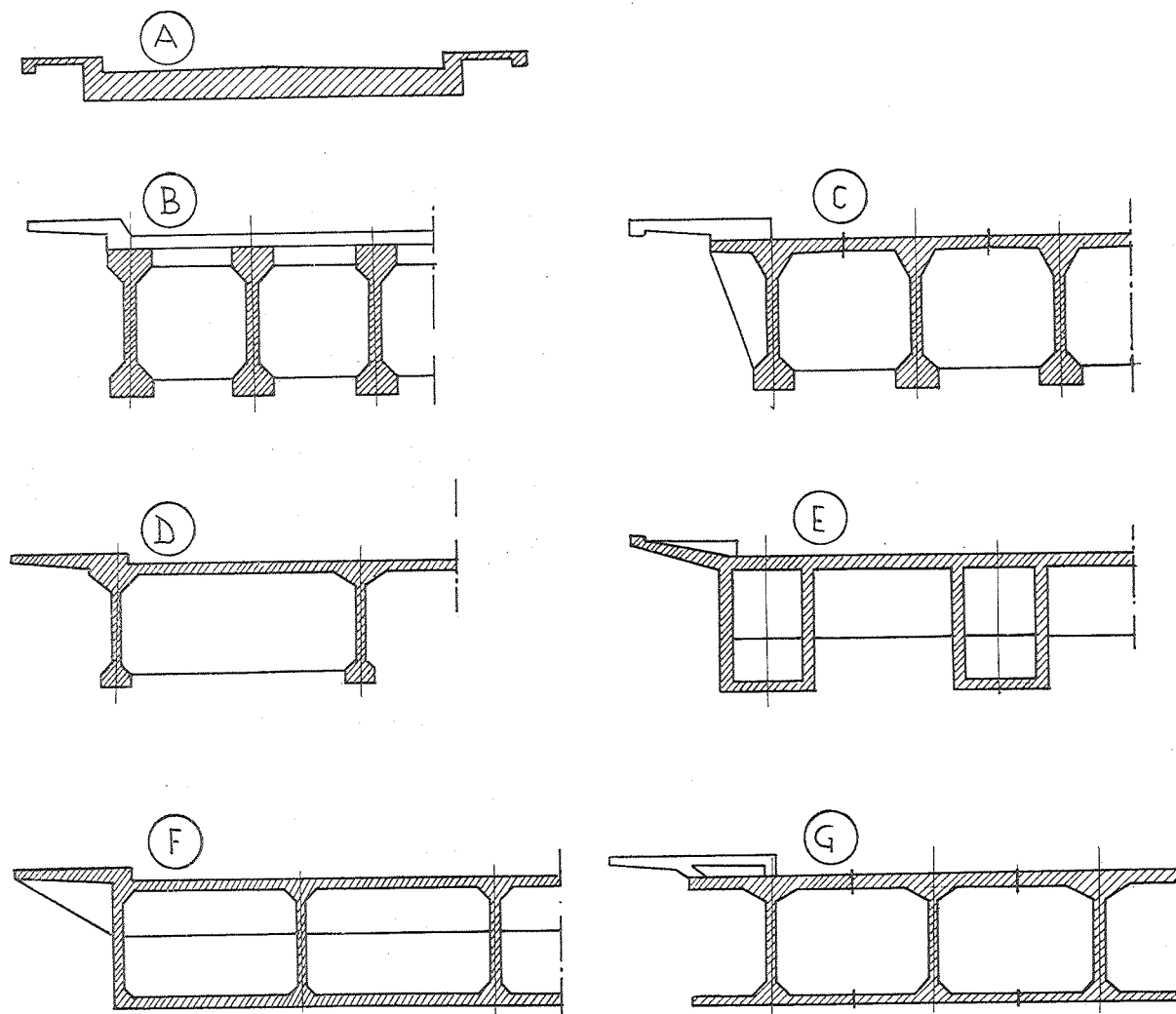


FIG. 1.

assieme alla soletta e alle eventuali parti a sbalzo. Manca in genere la precompressione trasversale. A tale tipo può venire assimilata anche la sezione *E* che presenta rispetto alla precedente i vantaggi di una maggiore rigidezza torsionale delle singole travi e di un consumo minore di acciaio dolce per l'armatura della soletta. Dobbiamo far rilevare come la sezione del tipo *E*, che rappresenta assieme a quella del tipo a travi distanziate la sezione più economica per medie e forti luci sia stata applicata in Italia sin dal 1948.

La sezione tipo *F* a cassone chiuso si presta assai bene per travature tipo Gerber o continue, ove la rilevante variazione dei momenti flettenti dovuti al sovraccarico richiede una grande ampiezza del nocciolo centrale di inerzia.

La sezione infine segnata in *G*, già largamente usata in Francia e adoperata in Italia per progettazioni di cavalcavia di luci medie, si presta assai bene negli impalcati a forte larghezza ove sia necessaria una notevole collaborazione trasversale. Essa non è altro che un cassone continuo prefabbricato.

Per le sezioni *B*, *C* e *F* singolarmente e per le sezioni *D* ed *E* trattate insieme, sono stati studiati:

- a) i consumi di calcestruzzo ed acciaio duro;
- b) l'influenza dei carichi militari sui consumi di calcestruzzo;
- c) l'influenza del rapporto altezza della sezione utile luce teorica sul fabbisogno di acciaio duro.

Infine sono stati tratti da questi elementi dei coefficienti di economia.

a) CONSUMI DI CALCESTRUZZO.

Nel diagramma riportato nella figura 2, sono stati riportati i consumi di calcestruzzo per di *mq* superficie utile di ponte per le quattro categorie in cui sono state suddivise le sezioni. Le curve 1, 2 e 3 sono state tracciate per travi semplicemente appoggiate. Se ne noti il progressivo abbassarsi, a cui corrisponde un aumento della luce critica. Quasi in proseguimento della curva 3 a partire da circa 40 metri di luce, prende inizio la curva 4 relativa alla sezione tipo *F*. Essa indica i valori medi dei consumi di materiale per ponti che hanno uno schema diverso da quello di travature semplicemente appoggiate.

Tale curva è stata tracciata in base ai dati desunti da strutture iperstatiche o isostatiche che presentino agli appoggi dei momenti negativi. I dati sono relativi ad opere eseguite o solo progettate, che sono principalmente delle travate Gerber o cantilever. Sono stati altresì inseriti i dati relativi a ponti a trave elasticamente incastrata secondo schemi introdotti assai recentemente in Italia.

Da un accurato confronto risulta che le curve 3 e 4 sono più basse delle corrispondenti curve, tracciate analizzando ponti costruiti in altri paesi europei. Se quindi viene presa per buona l'affermazione che l'indice del progresso è caratterizzato da portate crescenti, con decrescente dispendio di materiale impiegato, si può ben a ragione parlare, nel campo sin qui considerato, di contributo italiano alla evoluzione della tecnica del cemento armato precompresso.

b) EFFETTO DEI CARICHI MILITARI.

Le curve 1, 2 e 3 del diagramma 2, sono state tracciate deducendo i valori medi dei consumi di calcestruzzo nei ponti in cui il sovraccarico distribuito equivalente può venir valutato su i $700 \div 900 \text{ kg/mq}$. I carichi militari di recente introduzione provocano invece dei momenti flettenti, equivalenti all'effetto di carichi uniformemente distribuiti varianti da 1000 a 1400 kg/mq . Nello stesso diagramma 2, abbiamo messo in evidenza quei dati che per l'intervento dei carichi militari si scostano più sensibilmente dalla media.

La forte dispersione che si riscontra è dovuta al fatto che non sempre nei progetti, nel considerare l'effetto dei carichi militari sono state esaminate le condizioni realmente più gravose; in

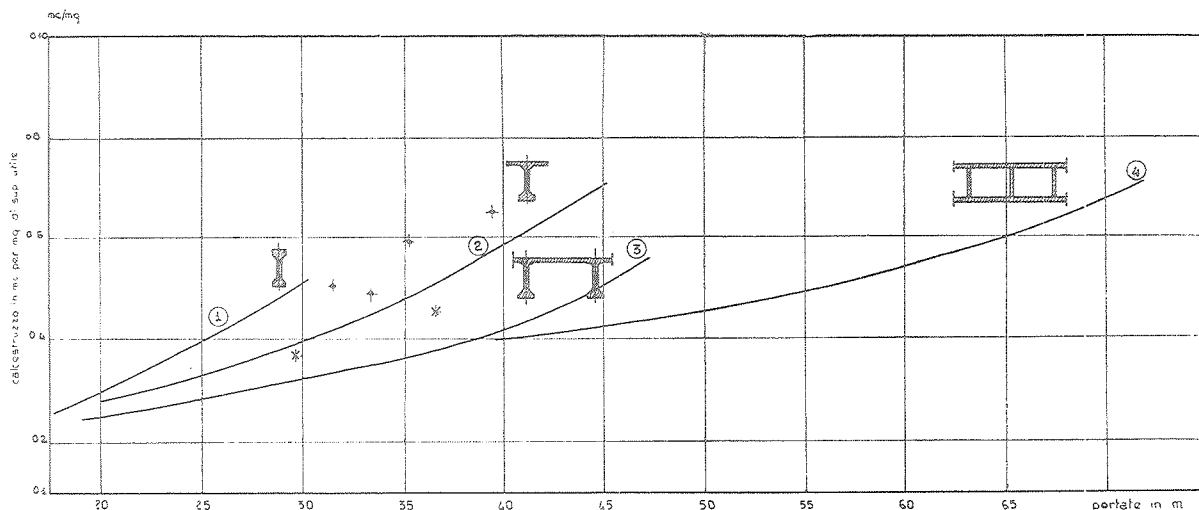


FIG. 2.

particolare l'effetto dell'eccentricità del carico, che in questo caso è assai rilevante, è stato esaminato nelle diverse opere, con criteri assai dissimili.

In linea di prima approssimazione possiamo dedurre dalle osservazioni sovra esposte che, l'adozione dei nuovi schemi di carico, ne ha ridotto mediamente la luce utilizzabile di circa $\frac{1}{3}$.

c) CONSUMO DI ACCIAIO DURO.

Il successivo diagramma della figura 3, mostra il consumo medio di acciaio duro per cavi nei vari tipi di ponte già considerati.

In questo caso la dispersione dei dati è veramente sensibile dipendendo il consumo di tale materiale da un forte numero di variabili.

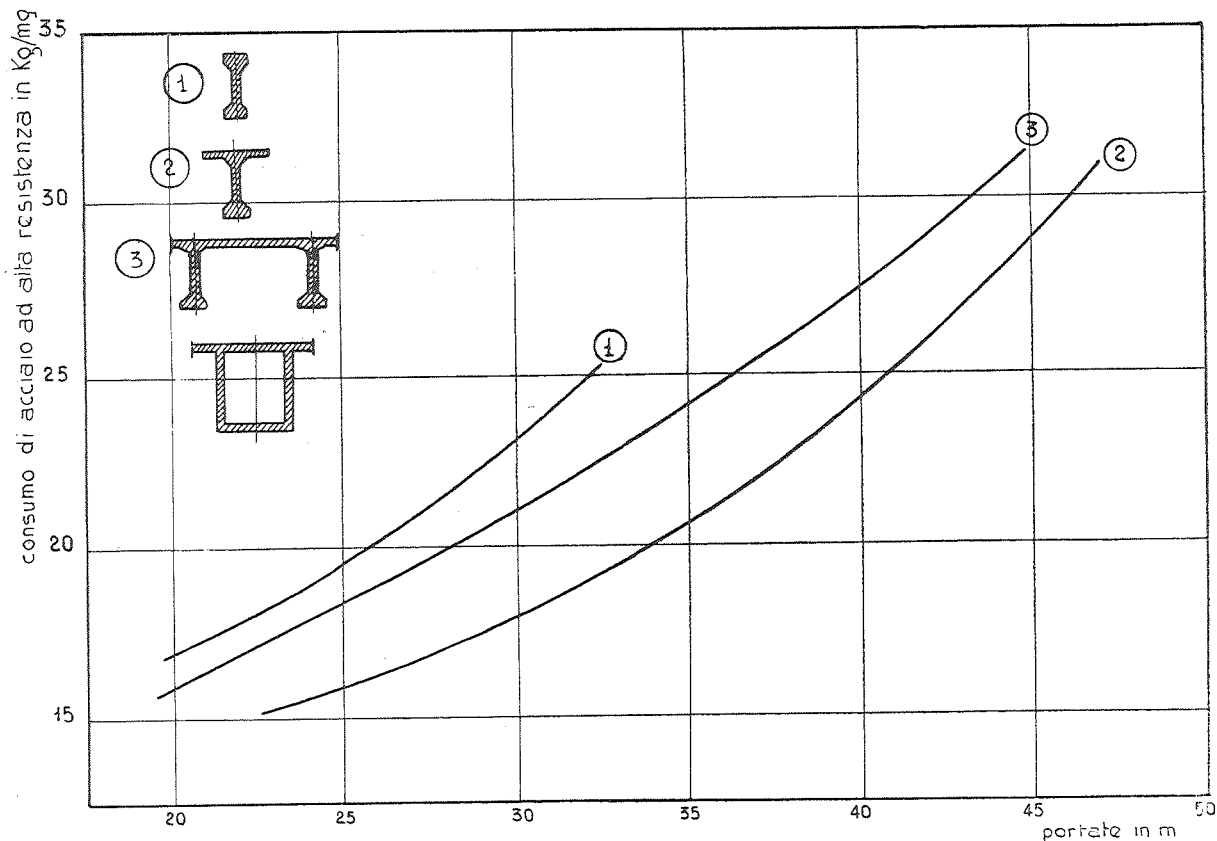


FIG. 3.

Tali variabili sono essenzialmente: la qualità dell'acciaio ed il suo tasso di lavoro; la posizione dei cavi e del baricentro nella sezione (da cui dipende il braccio utile); il sistema di rialzamento dei cavi.

Di queste variabili solo poche sono risultate analizzabili e cioè l'influenza del rapporto h/l e dalla posizione del baricentro nella sezione, sul consumo degli acciai.

A nostro avviso per carichi ordinari e medie luci il minimo consumo di acciaio si avrebbe, a parità di disposizione dei cavi e del loro rialzamento, per un rapporto h/l oscillante su $1/18$ e per una distanza del baricentro dalla fibra superiore della sezione pari a circa $0,35$ dell'altezza della sezione stessa. Questi indici potrebbero essere di qualche utilità negli studi delle sezioni, ad esempio per determinare l'allontanamento delle travi nella sezione del tipo D.

d) INDICI DI ECONOMIA.

Le curve riportate sui diagrammi hanno da per se stesse un significato economico ben definito. Volendo però esaminare la questione nel suo complesso sarebbe necessario includere nei consumi anche dei coefficienti medi riguardanti il costo dei materiali in opera.

Le difficoltà a cui si va incontro sono molteplici. Ritengo però che possano venire in gran parte superate ammettendo un indice a cui riferire ogni altro consumo.

Ad esempio nella fig. 4, abbiamo sommato i consumi degli acciai e del calcestruzzo attribuendo al chilogrammo di acciaio in opera un coefficiente pari ad 1 e al calcestruzzo in opera, escluse le casseforme, il coefficiente 30.

Ritengo opportuno far rilevare ancora come il metodo qui proposto sia da ritenersi utilizzabile data la buona costanza del costo del chilogrammo di acciaio completo in opera e come nel suo costo entrino in gioco molti degli stessi elementi che influenzano il costo complessivo della opera. Se a titolo di esempio si ammette che il coefficiente 30 dato al calcestruzzo comprenda anche le spese di centinatura, cassetatura o eventuale varo, le curve della fig. 4 rappresenterebbero in funzione della luce i fattori di economia dei singoli tipi di sezione.

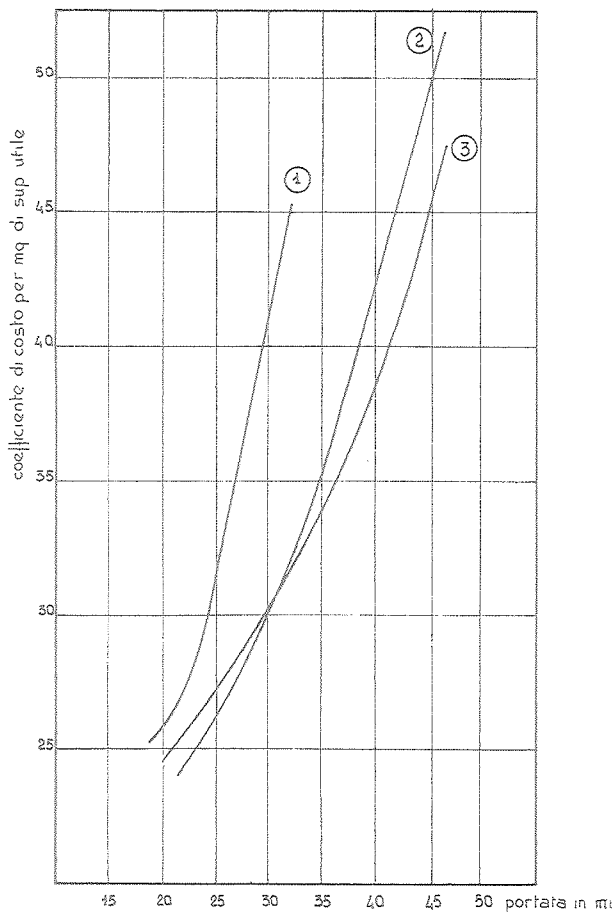


FIG. 4.

Si potrebbe quindi mettere in evidenza nei casi concreti come l'economia fatta su uno dei due materiali (acciaio o calcestruzzo) possa venire resa vana da un maggior consumo dell'altro. Si nota ancora come attribuendo al calcestruzzo delle diverse curve coefficienti diversi, i rapporti economici possano venire nettamente alterati.

Per quanto riguarda il consumo di ferro omogeneo o semiduro per l'impalcato precompresso, il suo fabbisogno risulta variabile da 1/3 a 1/2 circa di quello di acciaio duro. Tenendo conto del rapporto fra i costi in opera fra acciaio duro e ferro omogeneo, il coefficiente base per l'acciaio, quando si tenga conto anche del consumo di ferro dolce vari a 1,1 a 1,15. È interessante rilevare come l'influenza dell'armatura ausiliaria rimanga sempre assai bassa.

* * *

I concetti informativi delle ricerche che io ho qui esposti possono senza difficoltà venire estesi a qualsiasi altro tipo di struttura che presenti delle caratteristiche ben definitive, completando così come già detto lo studio svolto per i ponti ad altri tipi di costruzione.

Altri aspetti di tale sviluppo si sarebbero potuti considerare. Non penso però che

sia necessario che mi ci soffermi ancora data l'autorità con la quale i relatori che interverranno nel prosieguo del Convegno, illustreranno ogni singolo aspetto di questa evoluzione.

Ma per concludere più che la bontà delle ricerche effettuate, vorrei far rilevare come il fatto stesso di aver già potuto condurre delle indagini a così largo carattere statistico, dimostri quale sviluppo abbia ormai raggiunto in Italia il cemento armato precompresso, e quali possibilità questa nuova tecnica offra oggi ai progettisti.

C. CASTIGLIA

CONSIDERAZIONI SUGLI ACCIAI PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Introduzione

È appena necessario sottolineare l'importanza che assume, nell'ambito della tecnica del cemento armato precompresso, il problema degli acciai. Per illustrarla in modo espressivo basta osservare che la novità essenziale del precompresso, nei riguardi del cemento armato ordinario, sta precisamente nell'integrale sfruttamento che esso consente delle proprietà meccaniche degli acciai ad altissima resistenza. S'intende che, nell'ambito della nuova tecnica, anche il conglomerato assolve funzioni affatto diverse da quelle solite, ma in un certo senso lo scopo della precompressione consiste precisamente nell'affidare all'acciaio compiti più impegnativi, onde migliorare le condizioni di lavoro del conglomerato.

Non stupisce quindi che, nel quadro dello sviluppo del cemento armato precompresso, i progressi della tecnica di fabbricazione degli acciai occupino un posto di primo piano. Mentre infatti all'inizio i costruttori dovettero accontentarsi di usare tipi di acciai che venivano correntemente prodotti per altri scopi, appena il consumo assunse una importanza industriale, si videro sorgere veri e propri nuovi prodotti, allo studio dei quali i laboratori delle grandi case consacrarono tutti i loro mezzi.

È assai difficile fare un quadro completo dell'attuale produzione nel campo che ci interessa. Per poterlo fare sarebbe d'altronde necessario conoscere dettagliatamente taluni processi di fabbricazione tuttora segreti. Peraltro un esame del problema siderurgico esorbiterebbe dalla mia specifica competenza. Qui mi limiterò quindi ad esaminare la questione dal punto di vista, in un certo senso semplicistico, dell'utilizzatore, fissando in modo particolare la mia attenzione sugli acciai del diametro di 5-7 *mm* per travi a cavo, gli acciai per intenderci che vengono impiegati nelle costruzioni del tipo Freyssinet, Magnel e simili. Ciò significa che lascerò completamente da parte gli acciai di tipo speciale usati in taluni particolari sistemi di precompressione quali i procedimenti Dywidag, Lee Mac Call ecc. e quelli destinati alle travi a fili aderenti.

Gli acciai per travi a cavo di cui intendo occuparmi vengono generalmente suddivisi in due classi: quella dei « laminati-trattati », quella dei trafilati. Il ciclo di produzione dei laminati-trattati è all'incirca il seguente: laminazione a caldo fino ad un diametro prossimo di quello definitivo, decappaggio, calibratura mediante trafilatura, trattamento termico; talvolta trattamento meccanico di stiramento. Quello dei trafilati comporta invece le seguenti operazioni: si parte da una vergella che si sottopone a patentamento (tempera al piombo), successivamente il filo viene decappato e sottoposto a vari passaggi alla trafilatura. Talvolta, prima del patentamento, si effettua già un decappaggio ed una prima trafilatura. Molto spesso dopo l'ultimo passaggio alla trafilatura si esegue una operazione meccanica di raddrizzamento ed un trattamento termico d'invecchiamento.

A parità di composizione chimica, le proprietà meccaniche dei due tipi di acciaio sono assai diverse. Nell'ambito di una stessa categoria i risultati sono inoltre profondamente influenzati dai trattamenti meccanici e termici ai quali il filo si trova sottoposto. Ad esempio si trovano in commercio acciai laminati dosati tutti al 0,7 % di carbonio la cui resistenza a rottura varia fra i 140 e i 180 *kg/mm²*, e ciò per effetto del diverso trattamento termico subito. Per i trafilati una importanza di primo piano assume il « rapporto di riduzione » e cioè l'entità della riduzione di diametro ottenuta per trafilatura. In ogni caso poi la composizione chimica influisce profondamente su tutte le proprietà meccaniche.

È perfettamente comprensibile che, in presenza di una gamma di acciai così vasta e mutevole, fabbricanti ed utilizzatori, mossi da esigenze affatto diverse, stentino talvolta ad intendersi sulla via da seguire. Nè deve sorprendere l'esitazione degli enti a cui è devoluta una funzione normativa a formulare in questo campo prescrizioni tassative.

La breve rassegna che mi accingo a svolgere si propone precisamente, attraverso lo studio attento dei parametri più significativi, di chiarire i termini del problema allo scopo di delineare gli elementi di una prima regolamentazione a carattere provvisorio.

Parametri che si possono ricavare dal diagramma istantaneo sforzi-allungamenti

a) *Limite di proporzionalità.* — Questo limite si può, ad esempio, far coincidere col limite convenzionale al 0,01 % di deformazione permanente. Il prof. Campus ha mostrato che la sollecitazione corrispondente segna praticamente la soglia dei fenomeni di fluage e di rilassamento. A conclusioni analoghe sono giunti alcuni ricercatori tedeschi, fra i quali lo Zinsser, operando su acciai laminati e su acciai trafilati aventi tenori di carbonio compresi fra 0,39 e 0,76 % sottosti a carichi statici ed a carichi oscillanti. Oltre a confermare i risultati suddetti, le nostre ricerche, eseguite a Torino presso il Centro sulle Coazioni, ci hanno convinti che tale limite di proporzionalità è una delle caratteristiche che assumono maggiore significato quando si cerchi di formulare previsioni qualitative e quantitative sul comportamento nel tempo di un tipo di acciaio.

Agli effetti pratici tuttavia la determinazione del limite di proporzionalità ha l'inconveniente assai grave di richiedere misure molto delicate che solo laboratori ben attrezzati possono eseguire con sicurezza.

b) *Limite convenzionale al 0,1 % di deformazione permanente.* — Questo punto segna praticamente la fine della parte rettilinea del diagramma sforzi-allungamento. A mio avviso esso dovrebbe venir assunto quale limite estremo del tasso di pretensione ogni qualvolta sia necessario controllare la riuscita delle operazioni di tiro a mezzo delle misure di allungamento.

c) *Limite convenzionale al 0,2 % di deformazione permanente (talvolta denominato impropriamente « limite elastico »).* — Si tratta di uno dei punti più caratteristici del diagramma in quanto esso segna l'inizio delle grandi deformazioni istantanee e nel tempo. Non bisogna tuttavia dimenticare che, per gli acciai privi di un vero e proprio « snervamento », questo limite è puramente convenzionale e che esso non basta, da solo, a caratterizzare l'intero diagramma.

d) *Forma del diagramma sforzi-allungamento.* — La conoscenza dell'andamento del diagramma è indispensabile per controllare le operazioni di tiro. Sembra peraltro accertato che a tale forma siano strettamente legate le proprietà del metallo in presenza di sollecitazioni a carattere permanente. Alcuni autori hanno quindi proposto di aggiungere ai limiti convenzionali sopra-elencati altri parametri atti a caratterizzare in modo preciso l'andamento della curva: ad esempio la pendenza all'origine e la pendenza in corrispondenza del tasso di pretensione.

e) *Carico e allungamento di rottura.* — Si tratta evidentemente di due caratteristiche essenziali. Particolare interesse assume anche la considerazione dell'aspetto della frattura e quella della distribuzione degli allungamenti ai due lati della sezione di rottura. La misura dell'allungamento interessa per due diverse ragioni. In primo luogo questa caratteristica, associata al carico di rottura, costituisce uno dei più significativi « fattori di qualità » dell'acciaio. Da questo punto di vista si deve considerare più che altro la deformazione che si riscontra nella zona di rottura. L'allungamento ripartito (fuori strizione) interessa invece il costruttore che si preoccupa di evitare le rotture fragili. In pratica, una codificazione separata dei due tipi di allungamento riuscirebbe però molto complicata. A nostro avviso ci si può accontentare della misura effettuata su base corta; bisogna però tener presente che per fili sottili una base di pochi diametri conduce ad errori relativi di misura inaccettabili. Si potrebbe però eliminare assai facilmente questo inconveniente esprimendo la base in funzione del diametro sotto forma lineare con termine costante.

f) *Dispersione delle caratteristiche.* — La necessità di una interpretazione statistica dei risultati delle prove è ormai ammessa in tutti i campi della resistenza dei materiali. In materia di acciai per precompresso questo aspetto del problema assume però una importanza particolare, sia perchè questi acciai lavorano in condizioni severe, sia perchè le loro proprietà meccaniche derivano da trattamenti meccanici e termici molto delicati, sia infine perchè molto spesso si utilizza la armatura stessa come dinamometro nel corso delle operazioni di tiro. Bisognerà quindi necessariamente imporre dei limiti ristretti alla dispersione delle caratteristiche essenziali. Inoltre, per favorire gli acciai meno eterogenei, si dovranno usare opportuni artifici, quali ad esempio quello che consiste nel ritenere valida la media dei risultati più bassi.

Volendo riassumere quindi le considerazioni relative al diagramma istantaneo sforzi-allungamenti, io credo che i parametri sui quali conviene per ora fissare l'attenzione sono i limiti convenzionali allo 0,1 e 0,2 % di deformazione permanente, il carico e l'allungamento di rottura, la dispersione delle caratteristiche (ivi comprese quelle geometriche). Se si esclude tuttavia l'allungamento, io credo che si debba evitare di fissare per i vari parametri dei limiti precisi e che convenga invece accontentarsi di stabilire delle relazioni fra i loro valori e il tasso della sollecitazione ammissibile.

Comportamento degli acciai nel tempo

Sin dal 1947 il Centro sulle Coazioni ha consacrato particolare attenzione a questo aspetto del problema degli acciai per precompresso il quale, oltre a presentare un interesse pratico evidente, era anche fra i meno conosciuti a quell'epoca. Di recente ho avuto occasione di pubblicare un esposto completo dei nostri risultati. Qui mi limiterò a riassumere le conclusioni più importanti che sembrano scaturire dalle osservazioni eseguite.

a) La caduta di tensione a lunghezza costante (rilassamento) è molto rapida nelle prime ore e va poi gradualmente rallentandosi. Per i tassi di lavoro usuali le diminuzioni di tensione rimangono sensibili per almeno due anni.

b) Anche dopo più di cinque anni (tale la durata di osservazione di alcuni campioni) si osservano ancora lievi variazioni di tensione, per lo più in senso decrescente. Tali variazioni però sono dell'ordine di grandezza degli errori di misura e d'altra parte la loro entità è così lieve da poter essere trascurata in sede pratica. Dal punto di vista generale della sicurezza, io credo perciò che la possibilità di conservare negli acciai a tempo indefinito tensioni anche molto elevate, dell'ordine degli 8/10 del limite convenzionale al 0,2 % possa considerarsi dimostrata.

c) In linea di massima si rileva che la caduta di tensione nei primi cinque giorni è sempre superiore alla metà della caduta a tempo infinito. Questo risultato, se confermato, presenterà un notevolissimo interesse pratico. Ne potrebbe infatti risultare un mezzo relativamente semplice per portare un giudizio attendibile sulla tendenza al rilassamento di un dato tipo di acciaio.

d) L'entità della caduta a due, tre mesi può essere stimata al 60 % circa della caduta finale. Questo dato interessa notoriamente i costruttori che procedono alla ritaratura dei cavi di pretensione.

e) Sulla scorta dei nostri dati, noi abbiamo cercato di mettere in relazione le misure di rilassamento con le caratteristiche istantanee dell'acciaio. Agli effetti pratici, infatti, la conoscenza di una relazione siffatta semplificherebbe nel migliore dei modi il problema del rilassamento. Dobbiamo tuttavia dichiarare che, a tutt'oggi, i nostri tentativi sono risultati pressoché infruttuosi. Più esattamente abbiamo bensì potuto stabilire alcune formule che rappresentavano in modo soddisfacente il comportamento di acciai di caratteristiche affini, ma non siamo riusciti a tradurre in una espressione unica le proprietà di armature dei più diversi tipi. Analoghi risultati abbiamo ottenuto applicando ai nostri dati formule proposte da altri sperimentatori, quali la formula del regolamento svizzero e la formula del Guyon. Precisiamo tuttavia che non abbiamo ancora perso la speranza di trovare una espressione soddisfacente. L'attuale indirizzo dei nostri sforzi in questo campo tende a far intervenire nella formula tutti i principali parametri atti a definire la forma del diagramma sforzi-deformazioni, ed in particolare il valore del limite convenzionale allo 0,01 %.

Sin d'ora però, anche in assenza di una legge precisa, noi crediamo sia possibile formulare alcune regole atte ad inquadrare il comportamento nel tempo degli acciai per cemento armato precompresso, pur di delimitare il campo delle tensioni di utilizzazione. Ad esempio, per gli acciai 5 mm, limitando la tensione iniziale (nella quale intendiamo compresa la metà della maggiorazione destinata a compensare gli attriti) al 0,7 del carico di rottura oppure al 0,85 del limite convenzionale al 0,2 %, oppure infine al 0,95 del limite convenzionale al 0,1 % crediamo che la caduta per rilassamento a tempo infinito possa valutarsi al 8-9 %, purché tuttavia il valore assoluto del tasso iniziale suddetto non superi i 110-115 kg/mm².

f) Preciso infine che l'insieme delle conclusioni sopra riportate sembra concordare in modo soddisfacente con i dati della bibliografia. Voglio alludere in particolare ai risultati pubblicati da Dawance in Francia, da Campus e da de Strycker in Belgio, da Rös in Svizzera, da Zinsser in Germania, da Walley in Inghilterra. Risultati tuttavia che si riferiscono tutti a durate di osservazione inferiori alle nostre.

Parametri atti a caratterizzare la fragilità

Nella naturale tendenza ad aumentare costantemente la resistenza delle armature, occorre necessariamente premunirsi dai rischi di una eccessiva fragilità.

In un primo tempo, per caratterizzare questo aspetto del comportamento, si ricorse agli stessi parametri che si considerano nel campo delle funi metalliche: allungamento a rottura, piegamenti alterni, torsione continua. Col progressivo sviluppo della tecnica di produzione degli acciai, molti sperimentatori hanno tuttavia espresso dei dubbi sul significato pratico di queste prove e sulla loro idoneità a rivelare taluni inconvenienti che possono derivare dall'impiego di trattamenti troppo spinti o dalla presenza di irregolarità di fabbricazione. Tipici esempi: un acciaio che ha subito un trattamento d'invecchiamento troppo spinto può risultare fragile pur dando luogo ad allungamenti a rottura ancora elevati. Una prova di piegamento, necessariamente localizzata, può benissimo non rivelare la presenza saltuaria di difetti superficiali. Si sono quindi cercati altri tipi di prove quali la prova di resilienza, la prova di fatica, la prova di torsione alterna.

La misura diretta della resilienza, da noi tentata su un buon numero di acciai di diverso tipo, non ha dato risultati soddisfacenti. I dati ottenuti sono infatti apparsi piuttosto dispersi; inoltre la preparazione dell'intaglio necessario per localizzare la rottura sembra dover alterare in modo sostanziale le proprietà del metallo.

Più utili i dati ricavati dalle prove di fatica. Numerose ricerche in questo campo sono state eseguite in Germania e in Svizzera, altri studi sono stati da noi condotti presso il Centro sulle Coazioni. Un primo risultato interessante sta nella possibilità di valutare la resistenza a fatica ondulata facendo oscillare il carico intorno al tasso di normale utilizzazione. L'intervallo di oscillazione del carico che l'acciaio può sopportare un milione di volte intorno al tasso di 85 kg/mm^2 , varia fra i 30 e i 10 kg/mm^2 . I valori più bassi si hanno per acciai sia laminati che trafilati molto spinti (carico di rottura elevato, limite convenzionale al 0,2 % prossimo al carico di rottura). Si ha così la possibilità di apprezzare il margine di sicurezza dell'armatura nei riguardi delle oscillazioni che la sua tensione subisce in presenza dei carichi accidentali. Una seconda importante indicazione, che deriva dalle prove suddette, risiede nell'innegabile relazione, almeno qualitativa, che intercorre fra natura dei trattamenti subiti dall'acciaio e resistenza alla fatica ondulata. Si potrebbe quindi sperare di utilizzare questa prova per accertare i limiti entro i quali è lecito usare taluni processi di fabbricazione. Sfortunatamente però le prove di fatica sono sempre molto lunghe ed i loro risultati piuttosto dispersi. Non sembra quindi che il problema di caratterizzare la fragilità dell'acciaio possa essere risolto per questa via.

Assai più semplice, e probabilmente anche molto più espressiva, appare invece la prova di torsione alterna. Questo tipo di prova offre infatti i seguenti vantaggi:

- a) si tratta di una esperienza semplice e di rapida esecuzione;
- b) il metodo consente di esaminare campioni abbastanza lunghi (ad es. 50 diametri), il che aumenta la probabilità di riscontrare eventuali irregolarità strutturali;
- c) la prova sembra capace di rivelare vari tipi di difetti quali eccessive tensioni di tempera, cricche, inclusioni, strappi, soffiature, infiltrazioni di decappaggio, rigature, decarburazioni superficiali, ecc.

Per questo insieme di ragioni, il Centro sulle Coazioni sta studiando con attenzione questa esperienza nella speranza di poterne raccomandare l'inclusione nei capitolati per caratterizzare la fragilità delle armature.

Il problema della rottura spontanea

A fianco della tendenza a produrre acciai molto spinti, si è manifestata, nel corso degli ultimi anni, la propensione ad aumentare i tassi di lavoro. I fautori di questo indirizzo, preoccupati più che altro di limitare il consumo di acciaio e di assicurarsi un buon margine per l'assorbimento delle cadute di tensione, affermano infatti che più si tende una armatura più si aumenta il tasso utile di pretensione (ed effettivamente non sembra che l'aumento della caduta per rilassamento possa superare l'incremento di tensione iniziale). Da questo punto di vista quindi si avrebbe, in ogni caso, un congruo vantaggio. Questo ragionamento è però molto pericoloso in quanto esso non

tiene conto dei pericoli a cui si trova esposto un acciaio soggetto ad un tasso di lavoro troppo elevato.

Per convalidare tale nostra convinzione dobbiamo segnalare che, da circa due anni, l'attenzione degli specialisti di tutti i Paesi è stata polarizzata dalla segnalazione di alcuni casi sporadici di armature pretese che si sono spezzate qualche ora, qualche giorno o qualche mese dopo la messa in tiro. I casi segnalati riguardano sia gli acciai laminati trattati che gli acciai trafilati e si riferiscono a costruzioni di vario tipo quali ponti, dighe, serbatoi, nelle quali la messa in tiro era stata realizzata sia filo per filo che a gruppi di fili. Non sempre è stato possibile raccogliere tutti i dati suscettibili di facilitare l'interpretazione del fenomeno. Per questa ragione, fabbricanti, costruttori e studiosi non sono ancora riusciti a mettersi d'accordo per la formulazione di un giudizio definitivo. Io credo tuttavia che, con una certa prudenza, si possa sin d'ora avanzare l'ipotesi che le rotture spontanee debbano attribuirsi nella maggior parte dei casi alle seguenti cause:

Corrosione sotto sforzo. Nella metà circa dei casi segnalati è stata chiaramente accertata la presenza di una corrosione intercristallina dovuta sia, all'azione di agenti corrosivi (ad es. atmosfera salina), sia alla presenza di ruggine.

Insufficiente margine di sicurezza a fatica ondulata. Abbiamo visto che intorno agli 85 kg/mm^2 il margine di oscillazione ammissibile varia sensibilmente a seconda del tipo di acciaio. Per acciai trafilati e laminati spinti il margine disponibile risulta anzi già piuttosto ristretto. Se si aumenta il tasso di lavoro, l'ampiezza del diagramma di Goodman, che raffigura la variazione dell'intervallo ammissibile in funzione della sollecitazione media, diminuisce rapidamente. È quindi lecito pensare che, in taluni casi, il margine di sicurezza possa risultare insufficiente. In particolare questa eventualità potrà verificarsi se, nel tendere insieme un gruppo di fili, lo sforzo non si ripartirà egualmente fra i vari elementi d'armatura, oppure quando la sezione resistente del filo sarà ridotta per la presenza di una irregolarità locale o per effetto di corrosione.

Concentrazioni di sforzi dovute ad attrito, piegamenti, fenomeni di contatto, ecc.

Non vi è dubbio tuttavia che in alcuni casi si siano verificate rotture spontanee anche in assenza delle cause elencate. A questa categoria appartiene una rottura da noi osservata in Laboratorio. In questi casi però si ha l'impressione che il fenomeno sia dovuto alla natura eccessivamente spinta dell'acciaio.

Di proposito ho insistito a lungo sul problema delle rotture spontanee, forsanche più di quanto l'estensione del fenomeno non meritasse, per mettere chiaramente in evidenza l'importanza che credo di dover attribuire alla scelta accurata dei nuovi tipi di acciaio e delle loro condizioni di lavoro. Per chiarire bene il mio pensiero in proposito dirò che, a mio avviso, la vastissima esperienza di cui disponiamo ci permette di affermare tranquillamente che le opere in cemento armato precompresso conservano a tempo infinito i loro margini di sicurezza quando caratteristiche dei materiali e tassi di lavoro rimangono compresi entro i limiti che la pratica ha ormai consacrati.

I fenomeni segnalati debbono tuttavia insegnarci che, prima di avviarci su nuove strade, dovremo premunirci mediante severi controlli. I laboratori specializzati stanno studiando con particolare cura il modo di mettere in evidenza la tendenza degli acciai a dar luogo a fenomeni di corrosione e di fragilità sotto sforzo. Sono anzi già stati proposti nuovi metodi di controllo. Uno di questi è la prova di torsione alterna già precedentemente citata la quale, nel rivelare i difetti superficiali di ogni specie, metterebbe in luce precisamente quelle cause che possono facilitare la penetrazione degli agenti corrosivi o la comparsa di concentrazioni pericolose di sforzi. Altro tipo di esperienza attualmente allo studio: la prova di corrosione accelerata sotto tensione (prova di Wyszomirski). È però evidente che ci vorrà qualche anno per raccogliere la documentazione indispensabile. Nel frattempo la tecnica del cemento armato precompresso potrà, ciò nonostante, continuare a svilupparsi con sicurezza. Basterà soltanto evitare i tentativi avventati.

FRANCO LEVI

LA SCELTA DEGLI ACCIAI PER IL PRECOMPRESSO

1. L'ingegnere che costruisce in cemento armato precompresso deve risolvere i problemi seguenti:

1° Prevedere tutto ciò che è necessario al fine di garantire la sicurezza della sua costruzione.

2° Scegliere l'acciaio, il metodo di ancoraggio e della precompressione che corrispondano ai bisogni del cantiere, permettano un controllo e una regolazione delle forze di compressione esercitate in qualsiasi momento durante la costruzione, diano un massimo di sicurezza contro incidenti inevitabili quali: piegature e rigature superficiali degli acciai durante il trasporto e la posa, effetti di flessione e di pressione locali nella precompressione, effetti di corrosione, ecc.

3° A parità di sicurezza, scegliere il materiale che permetta di ottenere un prezzo minimo per ogni tonnellata di precompressione e precisamente il minimo rapporto:

$$\frac{\text{prezzo dell'acciaio trasformato in cavo} + \text{ancoraggio} + \text{precompressione} + \text{iniezione}}{\text{precompressione finale in tonnellate}}$$

2. Per arrivare a questo scopo si impiegano attualmente:

- a) fili di acciaio patentati e trafilati a freddo senza oppure con invecchiamento artificiale;
- b) fili di acciaio laminati e trattati;
- c) fili di acciaio laminati, trattati e stirati a freddo dopo trattamento;
- d) acciai legati laminati a caldo;
- e) acciai legati laminati a caldo, stirati o ritorti a freddo;
- f) acciai legati laminati a freddo.

3. I differenti tipi di acciaio furono studiati, sia:

1° Per ottenere un maggior valore del rapporto:

$$\frac{\text{resistenza alla trazione}}{\text{prezzo}}$$

2° Per migliorare certe caratteristiche, quali:

- a) limite di proporzionalità più elevato;
- b) limite di elasticità più elevato;
- c) maggiore allungamento;
- d) inoltre si cerca di diminuire il fluage degli acciai.

In generale, i diagrammi trazione-allungamenti furono paragonati a quelli del filo di acciaio patentato e trafilato. Se il diagramma presentava un andamento più diritto con i punti *a-d* corretti nel senso sopracitato, si credette di aver trovato un acciaio meglio corrispondente alle esigenze del precompresso.

Noi esamineremo sino a qual punto simili interpretazioni siano esatte e se un miglioramento di certi valori permetta di affermare che un certo tipo di acciaio sia il migliore di un altro.

Noi ci basiamo su prove fatte nei laboratori e sulle esperienze contemporanee in cantiere dal 1942, esperienze fatte in Svizzera, in Europa, e nei paesi d'oltremare, impiegando acciai svizzeri, francesi, italiani, tedeschi, austriaci, svedesi, inglesi e belgi.

4. Il solo diagramma trazioni-allungamenti, nonostante la sua importanza, non permette di classificare gli acciai. L'ingegnere che non è penetrato a fondo nei problemi degli acciai speciali ad alta resistenza, si stupirà di sapere che un acciaio con un « coefficiente di qualità » più alto (prodotto della resistenza alla trazione per l'allungamento dopo rottura) sia considerato meno buono di un acciaio con un coefficiente più basso. In altre parole si dice che a resistenza uguale si preferisce un acciaio con un allungamento alla rottura del 4 % a uno che sia l'8 % ! Tuttavia questo è sovente il nostro caso,

Bisogna sapere che l'allungamento alla rottura non permette di giudicare se il materiale si lascia piegare bene, se è fragile o tenace, se resiste bene agli urti, agli effetti d'intaglio quali sono quelli prodotti da rigature superficiali o da effetti di corrosione.

Noi abbiamo constatato senza eccezione che i fili trattati, nonostante il loro allungamento molto maggiore (8 %) ed il loro diagramma trazioni-allungamenti più interessante, sono molto più sensibili agli effetti di intaglio. Un tale filo con una leggera rigatura superficiale, sottomesso ad una prova di piegatura, si rompe come vetro, mentre che per esempio, i fili trafilati con un allungamento molto minore (4 %), sopportano ancora un notevole numero di piegature.

Lo stesso fenomeno si constata se si provano dei fili esposti ad una corrosione profonda.

5. INFLUENZA DEI TRATTAMENTI TERMICI. — Gli ingegneri considerano generalmente migliore il filo che a resistenza uguale, abbia un limite elastico superiore ed un allungamento maggiore. Noi abbiamo detto che non è ammissibile giudicare gli acciai soltanto dal loro diagramma tensioni-allungamenti. Effettivamente si può con un semplice trattamento termico, aumentare il limite elastico e l'allungamento alla rottura dei fili trafilati.

Ciò che disgraziatamente non è generalmente conosciuto, è che un tale trattamento infirma la resistenza alla piegatura, alle piegature alterne, alla torsione, alla resistenza alle incrinature superficiali, e alla corrosione, vale a dire che *contrariamente alle speranze, l'acciaio diventa più delicato e più fragile.*

L'acciaio sopporta meno bene l'effetto delle tensioni addizionali provenienti dalla flessione e dalla pressione locale che si sovrappongono alla tensione media della precompressione.

Prescrivere dei limiti per il limite elastico e l'allungamento alla rottura è pericoloso, se non si includono in un confronto i risultati delle prove seguenti:

- a) prova ai piegamenti ripetuti;
- b) prova ai piegamenti ripetuti con intaglio di *mm* 1/10 di profondità nei fili;
- c) prova alla torsione;
- d) prova alla torsione alternata;
- e) prova alla trazione dopo piegatura;
- f) prova della resistenza alla corrosione, sottomettendo un filo sotto tensione, in un bagno aggressivo;
- g) prova di trazione all'urto.

6. RESISTENZE E PRECOMPRESSIONE. — Attualmente non si devono domandare resistenze troppo elevate. Una resistenza di 150 *kh/mm²* per diametri di *mm* 5-6 è ragionevole. Richiedere 180 *kg/mm²* è eccessivo poichè bisogna aumentare la percentuale di carbonio, il che rende gli acciai più delicati.

A titolo d'informazione, daremo più oltre le prescrizioni che noi adottiamo per l'accettazione degli acciai e che ci hanno permesso di costruire senza subire alcuna noia.

Per la messa in precompressione, noi raccomandiamo i seguenti valori:

- tensione iniziale $\leq 0,65 \times$ resistenza alla rottura,
tensione finale $\leq 0,55 \times$ resistenza alla rottura.

La tensione iniziale può essere momentaneamente portata a $0,70 \times$ resistenza alla rottura, per diminuire le perdite di attrito nei cavi.

7. CORROSIONE. — È assolutamente necessaria una protezione ragionevole degli acciai contro le intemperie, durante il trasporto e sul cantiere.

Gli acciai trafilati resistono meglio agli effetti della corrosione sotto tensione che non gli acciai trattati.

8. CONCLUSIONE. — Sarebbe prematuro voler classificare gli acciai indicati al punto 2. che sono stati tutti impiegati con successo nel cemento armato precompresso. Lo scopo della presente memoria era di attirare l'attenzione sul fatto che un miglioramento del diagramma tensioni-allungamenti, non permette affatto di affermare che l'acciaio corrispondente sia il migliore. Bisogna considerare l'insieme delle prove indicate al punto 5. ed eventualmente completare queste prove con altre. Le differenze nel fluage degli acciai non hanno troppa importanza pratica poichè si tratta di un fat-

tore di minima grandezza. Per contro sembra essenziale preoccuparsi anzitutto delle tensioni dovute alla flessione ed alla pressione locale.

Attualmente ed alla stregua della nostra esperienza, noi preferiamo *i fili di acciaio patentati e trafilati*; per essi noi richiediamo le seguenti caratteristiche:

Acciaio al carbonio con circa $C = 0,70 \%$, di buona qualità e trafilato a regola d'arte, senza trattamento finale o con trattamento molto moderato.

Fili \varnothing 5-6 mm (toll. $\pm 0,10$ mm sul valore nominale e $\pm 0,05$ fra due diametri ortogonali) con impronte.

Rotoli da m 1,50/1,80 di diametro. Filo inerte e diritto.

Resistenza 160 kg/mm². Allungamento alla rottura su $10^4 = 4 \% \div 5 \%$.

Limite convenzionale di snervamento: 0,80/0,85 per resistenza rottura.

Piegature alternate a 180° su $r = 5d$ almeno 4 su filo normale, e 3 su filo con intaglio di 60° , profondità $1/10$ di mm in senso normale al piano di piegatura.

M. R. Roš

CONSIDERAZIONI TEORICHE E SPERIMENTALI SULLA PRETENSIONE NELLE STRUTTURE A CAVI SCORREVOLI

Introduzione

Nella tecnica delle strutture precomprese a cavo scorrevole è tuttora incerta la valutazione delle cadute che subisce nel tempo lo stato di coazione impresso; e sui fenomeni relativi gli studi sono diffusi e numerosi.

Ma esiste un'incertezza almeno altrettanto grave sul valore effettivo delle coazioni iniziali introdotte nelle strutture; e, sebbene sia facilmente comprensibile l'essenziale importanza d'una conoscenza esatta dello stato iniziale, sembra che a questo problema si ponga molto minore attenzione.

Si prende perciò occasione da alcune misure effettuate recentemente, durante la costruzione di due ponti precompressi, per fare alcune osservazioni sulle difficoltà che presentano le operazioni di tiro.

In linea generale, si può dire che le ragioni di incertezza sono dovute ai metodi, di solito indiretti, con i quali viene misurata la tensione fornita ai cavi. La natura di questi metodi esige non solo un buon funzionamento degli strumenti di misura, ma anche una corretta interpretazione dei fenomeni che accompagnano il tiro dei cavi.

Per queste ragioni il presente studio è diviso in due parti: nella prima parte si accenna ordinatamente ai principali fenomeni che avvengono durante il tiro, fornendo i relativi dati sperimentali; nella seconda parte si descrivono le esperienze effettuate sui ponti suddetti.

Per ristrettezza di tempo si tralascia in questa sede sia la descrizione delle esperienze e dei metodi sperimentali, sia gli sviluppi analitici delle parti teoriche.

A) Determinazione della tensione da fornire all'estremità del cavo

Se nell'operazione di tiro si esercita al martinetto una determinata trazione, la tensione esistente lungo il cavo al termine delle operazioni è inferiore a tale valore, in conseguenza essenzialmente di tre fenomeni: l'attrito, l'effetto mutuo fra cavi tesi successivamente, l'assestamento degli ancoraggi al momento del bloccaggio. L'attrito fa sì che la tensione sia sensibilmente variabile lungo il cavo; gli altri due effetti provocano una diminuzione di tensione già in corrispondenza dell'estremo teso.

I. ATTRITO.

Dati sperimentali. — Si può considerare che l'attrito tra il cavo e la sua guaina abbia due effetti distinti.

Il primo, che possiamo chiamare « di cavo diritto », dà luogo ad una resistenza anche nei tratti rettilinei del cavo. Esso è conseguenza di irregolari contatti dei fili con la guaina; può quindi mancare quando il cavo sia esterno alla sezione della struttura oppure quando la guaina sia sufficientemente larga.

Questa frazione dell'attrito è per sua natura difficilmente valutabile, dipendendo non solo dallo stato delle superfici a contatto, ma anche da fattori occasionali, quali l'eventuale accavallamento di fili, o l'infiltrazione di cemento durante il getto. Si possono assumere i seguenti valori: cavi in guaina metallica, non lubrificati: 0,25 % per metro; lubrificati: 0,10 % per metro.

Ma si tratta di valori che vanno direttamente misurati per ciascun sistema di precompressione.

Di maggior entità è di regola l'effetto dell'« attrito in curva ».

La relazione che lega la tensione T dopo la curva alla tensione T_0 esistente all'inizio della curva è l'usuale legge dei flessibili:

$$T = T_0 e^{-f\alpha}$$

dove α è il cambiamento di direzione del cavo espresso in radianti; f è il coefficiente di attrito del cavo sulla sua guaina, o comunque sulla superficie d'appoggio interno alla curva.

La formula è certamente applicabile in questo caso, poichè, per effetto della deformazione elastica del cavo, esiste scorrimento tra le due superfici a contatto.

Alcuni Autori usano la relazione più semplice:

$$T = T_0 (1 - f\alpha)$$

che esprime una proporzionalità tra la variazione di tensione e l'angolo α ; non si tratta che di una approssimazione, ottenuta sviluppando in serie l'esponenziale e fermandosi al secondo termine dello sviluppo.

La formula mette in luce come la resistenza d'attrito non dipenda dalla lunghezza della curva (se si prescinde dall'attrito di cavo diritto), ma solo dall'angolo di deviazione. Tuttavia è buona

norma non effettuare deviazioni troppo brusche, altrimenti nascono considerevoli pressioni di contatto, con due diversi effetti negativi: una concentrazione delle tensioni nei fili, avente conseguenze imprevedibili, e la possibilità che si verifichino notevoli deformazioni della superficie d'appoggio, e quindi maggiori resistenze d'attrito.

Quanto ai valori da attribuire al coefficiente d'attrito f , si sono riassunti in una tabella i più attendibili, allo stato attuale delle esperienze; essi sono desunti da esperienze di: Leonhardt, Guyon, Magnel, Harris e da nostre esperienze su travi.

Ne leggo alcuni dei più interessanti: cavo in un semplice foro praticato nel calcestruzzo: coefficiente d'attrito 0,7; guaina di lamierino: coefficiente 0,25 ÷ 0,30; appoggi di acciaio duro: 0,13.

Per fare un esempio significativo supponiamo che si voglia tendere da una sola parte un cavo di lunghezza m 50, e presentante due deviazioni terminali di 30° (fig. 1).

La tensione applicata ad un estremo dal martinetto sia di 120 kg/mm^2 . Se il cavo è in guaina

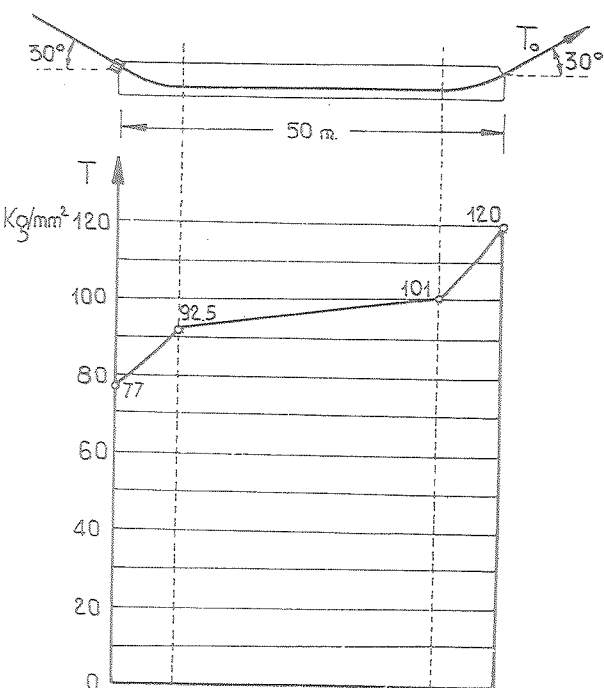


FIG. 1.

di lamierino e non lubrificato, possiamo assumere il coefficiente d'attrito 0,3. Al termine della prima deviazione, considerando anche l'attrito di cavo diritto, la tensione è di 101 kg/mm^2 .

Con la seconda deviazione, la tensione residua all'estremo bloccato risulta di soli 77 kg/mm^2 .

Questo risultato è veramente allarmante, se si pensa che la struttura esaminata è di tipo corrente.

Accorgimenti per diminuire l'effetto dell'attrito. — È indubbio che la via da seguire è quella della riduzione dell'attrito, quando si voglia mettere in opera i lunghi cavi richiesti dalle grandi costruzioni.

Il coefficiente d'attrito si può ridurre, quando il problema venga opportunamente studiato e si effettui con molta cura la posa dei cavi.

Per grandi strutture sono convenienti, da questo punto di vista, i grossi cavi, esterni alla sezione di calcestruzzo, e poggiati soltanto su delle sellette che determinano i cambiamenti di direzione; si elimina così l'attrito di cavo diritto, e si può notevolmente ridurre quello in curva, realizzando opportuni appoggi d'acciaio duro, ben lubrificati.

Anche per i cavi avvolti da guaina la lubrificazione apporta notevoli vantaggi; è però vero che si rende meno efficace l'iniezione, per difetto di aderenza; a questo inconveniente si può ovviare facendo precedere all'iniezione un opportuno lavaggio del cavo. Bisogna inoltre porre grande attenzione che il lubrificante non si spinga fino ai dispositivi di ancoraggio, poichè potrebbe provocarne lo slittamento.

Oltre alla lubrificazione, si ricorre ad altri mezzi per ridurre l'effetto dell'attrito; alcuni sono molto ingegnosi, come quelli proposti da Schorer, Chalos e ultimamente da Zerna; ma non ci sembrano di facile realizzazione.

Nella pratica usuale ci si serve di accorgimenti più semplici, che però riducono solo parzialmente l'effetto dell'attrito, e sono: l'allentamento e il tiro dai due estremi.

Esaminiamoli brevemente, allo scopo di darne una valutazione quantitativa.

Allentamento. — Si voglia ottenere in tutto il cavo una tensione uguale o superiore a T , richiesta dai calcoli (fig. 2). Si fornisce al martinetto una tensione $T_1 > T$ tale che, tenendo conto dell'attrito, la tensione all'altro estremo sia T . Adottando la formula approssimata il diagramma 1 della tensione lungo il cavo risulta rettilineo, ed ha pendenza: $f T_1$.

Se ora si allenta il cavo, riducendo la tensione al martinetto al valore T , si ottiene un effetto analogo a quello di una inversione del tiro nel tratto di cavo posto dal lato del martinetto. Il diagramma delle tensioni risulterà costituito dalla retta 2, nel tratto verso il martinetto, e dalla retta 1 nel tratto rimanente in cui l'allentamento non si è fatto risentire e permane quindi lo stato precedente.

In definitiva, l'accorgimento non è valso a diminuire la massima tensione (T_1) cui sottoporre il cavo; il vantaggio conseguito sta nel fatto che tale tensione viene mantenuta solo per pochi istanti e prima del bloccaggio, quando il rilassamento può ancora essere scontato.

Tiro dalle due estremità. — Più diffusi del precedente sono i procedimenti di tiro delle due estremità. Essi danno maggiori garanzie nel caso di piccoli cavi avvolti da guaina, che possono facilmente presentare delle resistenze accidentali.

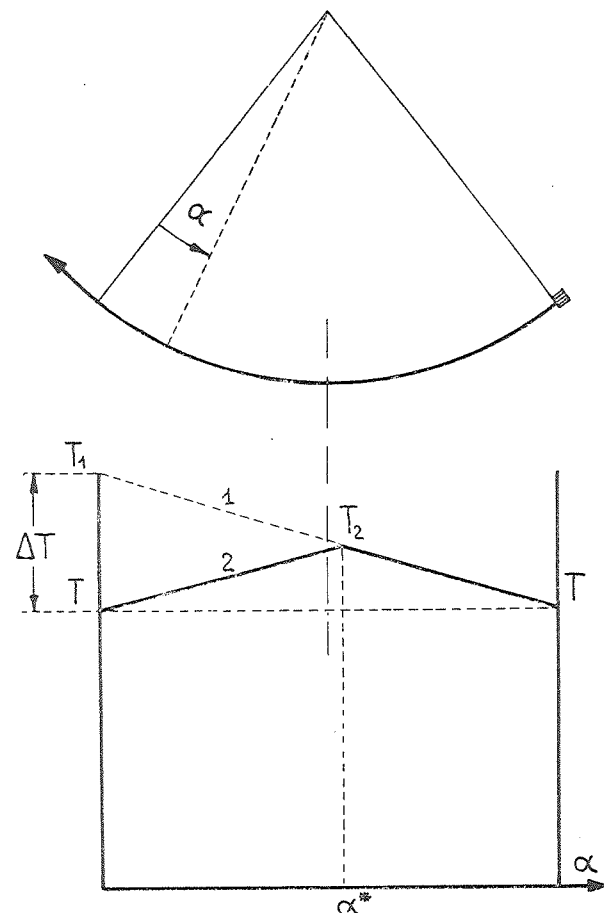


FIG. 2.

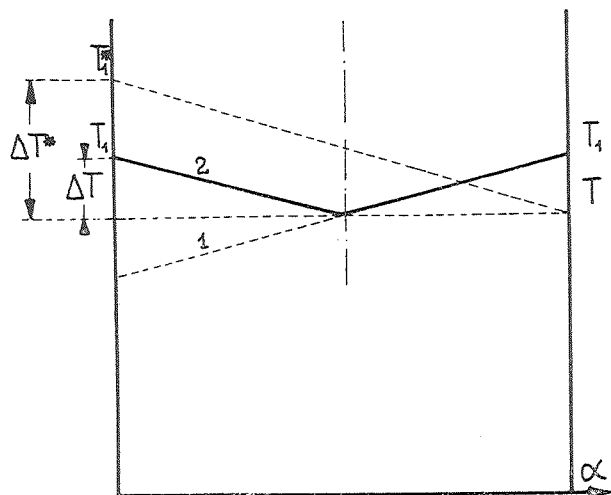


FIG. 3.

Se il tiro viene effettuato contemporaneamente dalle due parti (mediante due martinetti) il diagramma delle tensioni è, con le solite approssimazioni, quello della figura 3. La pendenza delle rette è $f T_1$, mentre nel caso di tiro da una sola parte sarebbe $f T_1^*$; la sovratensione ΔT necessaria è dunque meno della metà di quella ΔT^* richiesta in quest'ultimo caso.

Il tiro con due martinetti presenta però qualche incertezza, dovuta al non perfetto sincronismo delle azioni esercitate ai due estremi del cavo. Spesso si procede dunque in tempi successivi; si dà ad un estremo la tensione T_1 , quindi si blocca l'ancoraggio e si riprende il cavo all'altro estremo,

con la stessa tensione T_1 . La retta 1 rappresenta le tensioni instaurate con la prima operazione; la seconda operazione è rappresentata dalla retta 2; in definitiva, agli effetti dello stato di tensione finale, è come se il tiro fosse stato effettuato contemporaneamente dalle due estremità.

Oltre ai procedimenti così schematizzati se ne possono immaginare altri, associando in modo opportuno i vari accorgimenti; il loro calcolo è possibile, sulla base di quanto è stato detto.

Esempio. — Riprendiamo in esame il caso già considerato della trave di 50 metri. È facile verificare che, pur mantenendo la stessa tensione di 120 kg/mm^2 , all'estremo, effettuando il tiro dalle due parti si ottiene una tensione minima di 97 kg/mm^2 (fig. 4).

Il problema non può però dirsi ancora soddisfacentemente risolto; vediamo come, associando l'allentamento al tiro dalle due parti si possa ottenere la tensione minima di 105 kg/mm^2 , pur senza superare la tensione massima di 120 kg/mm^2 (fig. 5).

Si tenda dal lato I con una tensione all'estremo di 128 kg/mm^2 (consentita perchè temporanea); in mezzeria si ottiene 105 e $85,5$ all'estremo II; si allenti al lato I fino a 105 . Si passi poi il

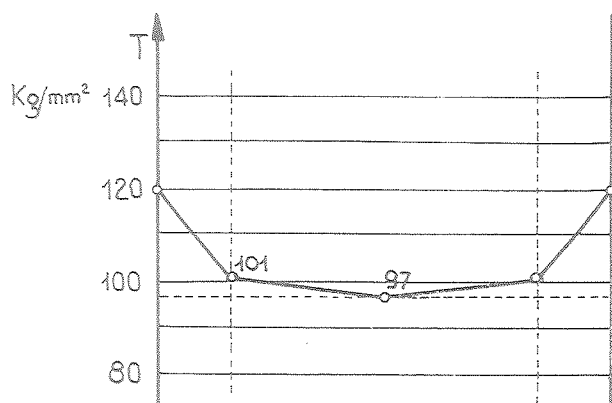


Fig. 4.

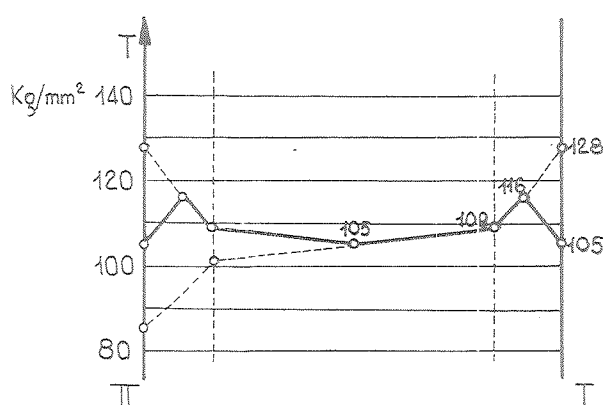


Fig. 5.

martinetto al lato II, si tiri a 128 , allentando poi fino a 105 . Il diagramma finale delle tensioni è quello tracciato a tratto continuo; esso presenta una tensione massima di 116 kg/mm^2 , ed una tensione minima di 105 .

Concludendo sul fenomeno dell'attrito, si può dire che, senza alcun dubbio, la sua importanza è quantitativamente notevole; in taluni casi, per cavi di grande lunghezza, esso si pone addirittura come un problema fondamentale.

È quindi necessario che il costruttore cerchi non solo di diminuirne l'entità, ma anche di valutarne con precisione gli effetti che, alle tensioni elevate, sono spesso mascherati dal maggior allungamento dei fili dovuto alla plasticità dell'acciaio.

2. EFFETTO MUTUO.

La precompressione delle strutture viene di norma realizzata effettuando il tiro successivo di gruppi di fili. Si intende per effetto mutuo la caduta di tensione che si verifica nei fili tesi per primi in conseguenza della deformazione elastica della struttura provocata dal tiro dei fili successivi.

Per la trave rettilinea semplicemente appoggiata, il procedimento di calcolo è stato sviluppato per esteso da Magnel, tenendo conto dell'intera deformazione elastica della trave, e quindi anche dell'effetto delle rotazioni. Si ritiene tuttavia sufficiente considerare il solo effetto dell'accorciamento d'asse, provocato dalla componente assiale della precompressione.

Questa approssimazione è giustificata anche dal fatto che generalmente la trave, durante le operazioni, si trova appoggiata su tutta la sua lunghezza; di conseguenza le rotazioni possono essere temporaneamente impedito.

Le rotazioni, come le controcricce, sono poi nulle nella prima fase della precompressione, fino a quando cioè non è completamente intervenuto il peso proprio della trave.

Trascurando dunque l'effetto delle rotazioni, è facile verificare (e qui si tralasciano i calcoli relativi) che nei casi usuali la caduta per effetto mutuo varia tra i limiti $1,6 \%$ nel caso di 2 soli cavi, e $3,2 \%$ nel caso limite di infiniti cavi.

Conseguenze ben maggiori può avere l'effetto mutuo in quei casi in cui lo stato di coazione dà luogo a forti spostamenti dei punti di ancoraggio dei cavi. Un caso particolarmente interessante a questo riguardo è quello di una struttura che ha dato luogo a numerose applicazioni per ponti a travata di grande luce: la trave contrappesata mediante cavi pretesi.

Il calcolo, che anche qui si tralascia, conduce a valori notevolissimi della caduta. Per una struttura reale, di 60 metri di luce, il calcolo ha fornito:

nel caso che la precompressione venga effettuata mediante 2 sole coppie di cavi: caduta percentuale 36,5 %;

se il numero delle coppie è 3 si ha: 47,5 %;

se le coppie salgono a 10: 61 %.

L'entità di queste percentuali fa comprendere come, in situazioni come quella presa ad esempio, sia necessario o tendere con una sola operazione i due tiranti o procedere ad una non breve serie di successive riprese della tensione.

Si può dire che l'effetto mutuo assume un'importanza notevolissima in taluni casi, e precisamente quando il tiro dei cavi determina un forte spostamento elastico del loro stesso punto di ancoraggio; nel caso usuale della precompressione longitudinale esso costituisce un elemento facilmente valutabile in via approssimativa, e da tenere presente nello stabilire la tensione effettiva da fornire all'estremità delle armature.

3. ASSESTAMENTO DEGLI ANCORAGGI.

Un terzo fenomeno va preso in considerazione nelle operazioni di tiro: e cioè quell'assestamento che subiscono tutti i sistemi di ancoraggio quando, effettuato il bloccaggio, si scarica il martinetto.

In genere non si tratta di un difetto dei dispositivi, ma di un necessario assestamento che si verifica quando si scarica il martinetto e si opera il trasferimento dell'intero sforzo di pretensione al contatto tra elemento maschio ed elemento femmina.

È dunque facile rendersi conto come questo assestamento sia maggiore in quei tipi di ancoraggi che più sono deformabili, e nei quali hanno certamente luogo delle forti deformazioni plastiche, per esempio in quelli Freyssinet; per i cavi di fili $\varnothing 5$ Guyon cita un assestamento medio di 0,8 *mm*; ma per i cavi di fili $\varnothing 7$ Dumas ha riscontrato dei valori superiori, fino a 2,3 *mm*.

Per i sistemi dotati di chiavetta d'acciaio si avranno di regola dei valori minori, dipendenti però dalle dimensioni e dalla forma degli elementi a contatto. Per gli ancoraggi Morandi del primo tipo, e per tensioni usuali, lo scorrimento è stato misurato in 0,45 *mm*.

Anche i sistemi di ancoraggio a vite sono soggetti ad un piccolo rientro all'atto della distensione.

L'assestamento è comunque, per qualsiasi tipo di ancoraggio, una quantità facilmente misurabile, della quale è perciò facile tener conto.

Poichè l'assestamento è un fenomeno dipendente solo dall'ancoraggio, la sua importanza sarà tanto maggiore quanto minore è la lunghezza del cavo.

B) Mezzi per realizzare la tensione voluta all'estremità del cavo

Nella prima parte del presente studio si sono esaminati i fenomeni di cui occorre tener conto per determinare in modo corretto la tensione effettiva da fornire all'estremità dei cavi. Si esamineranno ora i mezzi e gli accorgimenti che consentono di realizzare tale tensione in un modo sufficientemente preciso.

I. METODI DIRETTI.

Il metodo concettualmente più semplice per conoscere la tensione esistente nel cavo è quello di interporre un dinamometro tra il pistone del martinetto ed il dispositivo di attacco dei fili. Operando in questo modo non si ha alcuna incertezza, purchè il dinamometro, che è un apparecchio delicato, possa mantenere inalterata la sua taratura per un numero sufficiente di operazioni.

Sia da quest'ultimo punto di vista, come da quello della facilità d'impiego, si adatta bene allo scopo un anello dinamometrico di cui si misurino le deformazioni con un comparatore centesimale. Questa soluzione è stata adottata in Belgio in applicazione al sistema Bleton-Magnel, ed in Germania per il sistema Heilitbau.

Altri metodi di misura, che operano direttamente sui fili, vengono usati generalmente solo a scopo sperimentale. Alcuni di essi si basano su misure di deformazioni unitarie sui fili, e si servono quindi di estensimetri (per esempio estensimetri elettrici SR₄, oppure a corda vibrante).

Altri, che permettono di seguire anche nel tempo il valore della reale tensione esistente nei fili, misurano la frequenza di risonanza dei fili stessi, oppure la freccia assunta dal filo sotto una forza laterale nota.

Infine, un metodo di misura diretto, ma di natura molto particolare, è quello usato nel sistema Preload per la cerchiatura delle condotte forzate e dei serbatoi: lo sforzo nel filo viene determinato dal passaggio del filo stesso, perfettamente calibrato, attraverso una opportuna filiera.

Tra questi metodi diretti, l'unico suscettibile di applicazione agli ordinari casi di precompressione è quello che fa uso di dinamometri. Esso costituisce certamente una soluzione ideale; ma le sue difficoltà pratiche non sono indifferenti; in primo luogo per la relativa delicatezza dei comparatori centesimali, e in secondo luogo per le notevoli dimensioni che dovrebbe assumere l'anello dinamometrico quando si volesse applicarlo al tiro contemporaneo di un numero notevole di fili.

2. LETTURE AL MANOMETRO.

Normalmente, il tiro dei cavi viene effettuato basandosi essenzialmente su due misure: la misura di pressione al manometro del martinetto, e la misura dell'allungamento subito dai fili. Si vedrà come entrambe queste determinazioni siano soggette ad incertezze, per cui è necessario che esse si controllino mutuamente.

Le letture di pressione al manometro sono un'essenziale indicazione, ma non danno da sole una sufficiente garanzia. Ciò avviene soprattutto per la poca costanza della taratura dei manometri; l'esperienza mostra infatti che un manometro di precisione può sregolarsi dopo poche operazioni di tiro.

Ora, è evidentemente illusorio pensare che in un cantiere dove si eseguono centinaia di operazioni si possa avere sempre la certezza che gli apparecchi di misura conservino ad ogni istante la loro precisione.

Occorre poi anche ricordare che l'effettivo sforzo di trazione trasmesso ai fili è inferiore al prodotto della pressione per l'area del pistone del martinetto. Infatti, alle forti pressioni di lavoro, l'attrito fra pistone e cilindro fa sì che il martinetto abbia un rendimento sensibilmente inferiore all'unità.

Per il sistema Freyssinet è risultata una perdita dell'8 % nel martinetto per 12 \varnothing 5 e dell'8 ÷ 10 % nel martinetto per 12 \varnothing 7.

La stessa misura è stata da noi effettuata sul martinetto Morandi del primo tipo, cercando di avvicinare per quanto possibile la prova alle reali condizioni di funzionamento. La perdita riscontrata è stata del 2 % circa.

3. ALLUNGAMENTO DEI FILI.

Anche quando si operi con manometri ben tarati, e si sia preventivamente determinato il rendimento del martinetto, è necessario controllare l'operazione di tiro mediante la misura dell'allungamento dei fili.

In casi abbastanza comuni gli allungamenti raggiungono qualche centinaio di millimetri, e sono quindi facilmente misurabili con mezzi elementari. Ma occorre porre molta attenzione nell'interpretazione dei risultati. Infatti procedere in questo modo significa in sostanza servirsi di un dinamometro molto semplice (il filo stesso), che possiede una notevole deformabilità e quindi una buona sensibilità, ma che presenta tuttavia due gravi imperfezioni: un assestamento iniziale non noto, ed un comportamento non lineare.

In primo luogo va notato che sarebbe errato risalire dall'allungamento allo sforzo attraverso il modulo elastico E dell'acciaio.

Nella figura 6 sono riportati, sovrapposti, i diagrammi relativi a quattro fili di produzione recente, due del diametro di 5 mm e due del diametro di 7 mm. Dal loro esame deriva immediata

la constatazione che la pendenza, anche nel tratto di perfetta proporzionalità, può variare notevolmente da filo a filo, e quindi che il modulo elastico è lungi dal mantenersi sufficientemente vicino ad un valore convenzionale; per i fili considerati E varia tra 16.500 e 20.000 kg/mm^2 . Ma anche questo valore, che andrebbe determinato sperimentalmente su ogni tipo di filo, non può di regola essere usato per l'interpretazione degli allungamenti. Infatti gli acciai si scostano dal comportamento lineare già per tensioni relativamente basse, molto inferiori al limite elastico convenzionale allo 0,2%; nei casi esaminati in figura lo scostamento ha inizio per delle tensioni di 60, 70, 85, 95 kg/mm^2 , mentre i limiti elastici relativi allo 0,2% sono notevolmente più alti: 136, 144, 119, 150 kg/mm^2 .

Le tensioni di utilizzazione degli acciai, pur essendo inferiori al limite elastico convenzionale, corrispondono generalmente a punti in cui il diagramma è già sensibilmente incurvato, ed è quindi necessario prevedere gli allungamenti servendosi del diagramma stesso.

Nel prevedere l'allungamento occorrerà poi tener conto che, per effetto dell'attrito, le varie parti di ciascun cavo si trovano sottoposte a tensioni differenti, e quindi subiscono diversi allungamenti unitari.

Un secondo inconveniente di cui occorre tener conto nell'interpretare l'allungamento dei fili è l'assestamento iniziale dei fili stessi.

L'allungamento apparente misurato all'estremità è infatti la somma di due termini: la deformazione conseguente alla tensione cui si sottomette il filo ed una deformazione di assestamento dovuta alla non esatta posizione iniziale del filo nel cavo. In generale si può affermare che gli allungamenti e le tensioni nei fili sono legati da un diagramma come in figura 7.

Il tratto OA corrisponde ad un assestamento che per verificarsi non abbisogna di grandi sforzi, per cui la tensione nel cavo rimane sensibilmente nulla. A questa prima fase ne segue una seconda, AB , durante la quale si verifica tutto il residuo assestamento, mentre la tensione cresce, e si ha quindi anche una prima deformazione elastica dei fili. Da B a C , limite di proporzionalità, esiste un legame lineare tra l'incremento di tensione e l'allungamento. Da C in poi il diagramma si incurva per la plasticità dell'acciaio.

Dall'esame dei diagrammi è facile dedurre l'allungamento effettivo subito dal filo: al di sotto del limite di proporzionalità il legame sforzi-allungamenti effettivi è certamente lineare, ed è individuato dal tratto rettilineo BC ; basta quindi estrapolare la retta BC fino a tensione nulla, per trovare il punto E , che può considerarsi come origine dei veri allungamenti.

Nei casi in cui le operazioni di pretensione sono molte basta tracciare qualche diagramma per ogni tipo di cavo, in modo da individuare approssimativamente le tensioni corrispondenti ai

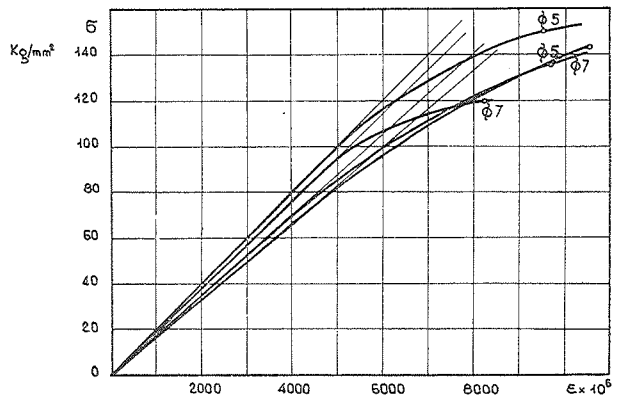


FIG. 6.

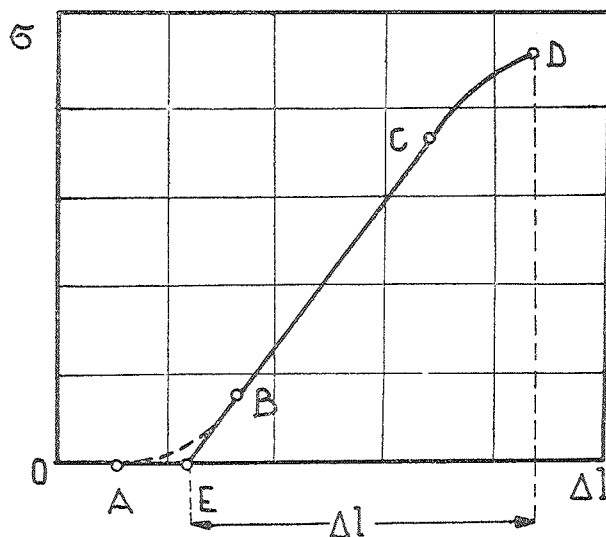


FIG. 7.

punti B e C ; in seguito, in ogni singola operazione, si porterà dapprima la tensione al valore di B , e a partire da tale istante si misureranno gli allungamenti fino alla tensione di C e a quella finale D . La conoscenza di questi due valori è ovviamente sufficiente a determinare l'allungamento effettivo mediante il tracciamento della retta CB .

Prima di lasciare l'argomento è utile fare qualche osservazione sugli errori che si possono compiere nella misura degli allungamenti dei fili.

Le misure devono essere effettuate tra la testata di ancoraggio ed un riferimento praticato direttamente sul filo. Qualora invece si misurasse l'elongazione del pistone del martinetto rispetto al cilindro, si introdurrebbe un errore, dovuto alla deformazione delle varie

parti del martinetto; l'entità di questo errore dipende naturalmente dal dispositivo usato, e può essere di alcuni millimetri, come è stato da noi riscontrato; la sua influenza può quindi diventare notevole per cavi di modesta lunghezza.

Un secondo errore si compie per effetto della deformazione della struttura. Poichè gli allungamenti vengono misurati facendo riferimento alla testata di ancoraggio, dalle misure va dedotto l'accorciamento subito dalla struttura durante l'operazione. Si tratta dunque di un'ulteriore conseguenza del fenomeno che dà luogo all'effetto mutuo, già considerato in precedenza.

Un'influenza trascurabile ha invece di regola il cambiamento di lunghezza del percorso del cavo nell'interno della trave per effetto della variazione di curvatura conseguente alla deformazione.

Analogo ordine di grandezza ha l'errore di valutazione degli allungamenti dei fili che si commette per effetto di quei carichi, come il peso proprio, che intervengono durante la precompressione.

Analogamente a quanto si è detto per l'effetto mutuo, anche questo errore di valutazione degli allungamenti dei fili in conseguenza della deformazione della struttura può assumere in taluni casi dei valori notevoli; si tratta di quei casi in cui lo stato di coazione impresso provoca sensibili spostamenti dei punti di ancoraggio. Occorrerà quindi preoccuparsi anche di questo effetto nelle strutture con cavi ancorati sugli sbalzi.

Conclusione

L'analisi accurata delle operazioni di tiro e l'esperienza diretta sulle strutture mostrano quale lunga serie di fenomeni sia necessario considerare all'atto della pretensione dei cavi.

Alcuni di essi possono assumere valori tali da compromettere, se ignorati, l'integrità della struttura; è il caso dell'attrito, e quello degli errori di valutazione che possono derivare da un'eccessiva fiducia nelle indicazioni del manometro. Altri effetti hanno di regola scarsa entità, ma è necessario conoscerne l'esistenza e le leggi, perchè in casi particolari essi possono assumere importanza non trascurabile: è il caso dell'effetto mutuo e degli assestamenti iniziali dei cavi.

La conoscenza di questi fenomeni è quindi necessaria sia in fase di progetto che in fase esecutiva. Ma ciò non significa che ad ogni progetto si debba riprendere da capo l'esame di tutto il problema: basterà studiare accuratamente la questione ogni qualvolta s'imposti un nuovo tipo di opere; per costruzioni affini il calcolo dei vari effetti sarà infatti molto spedito.

Rimane comunque che il problema della posa in opera dei cavi non deve mai essere trascurato; e forse alcuni recenti inconvenienti si debbono attribuire al fatto che non lo si sia trattato con sufficiente attenzione.

Dovendo poi esprimere un augurio per l'avvenire, sembra lecito auspicare un perfezionamento dei dispositivi di pretensione, che dovrebbero orientarsi verso una misura diretta dello sforzo nei fili.

GIORGIO MACCHI

VANTAGGI DELLA PRETENSIONE DEI CAVI EFFETTUATA GRADUALMENTE

Mi propongo di esporre brevemente i vantaggi tecnici ed economici che derivano dall'operare gradualmente la pretensione dei cavi; per « operare gradualmente la pretensione » intendo dire pre-comprimere la struttura per tappe successive intervallate nel tempo.

Sui vantaggi di natura tecnica, generalmente bene conosciuti, richiamo semplicemente l'attenzione, allo scopo di poter citare per ognuno di essi, i relativi vantaggi di natura economica. È ovvio che, trattandosi di fare il paragone col procedimento limite che consiste nell'attribuire la precompressione con una sola operazione, dovremo pensare di agire sempre sullo stesso calcestruzzo, con acciai della stessa qualità, con sollecitazioni massime ammissibili dello stesso ordine e coefficienti di sicurezza uguali.

L'ordine di grandezza delle economie consentite può essere, per determinati aspetti della precompressione attribuita gradualmente, stabilito con sufficiente approssimazione, da considerazioni teoriche generali; per altri aspetti, esso non può che derivare dalla prassi esecutiva, variabile di caso in caso, ed essere indicato come media di una casistica; per esempio riguardante i lavori di cui io mi sono interessato, ed ha perciò semplicemente la attendibilità di una esperienza personale.

Procedo quindi elencando i vari vantaggi e le rispettive economie realizzabili.

1° *Operare la precompressione del calcestruzzo per gradi, durante il suo indurimento, significa migliorare le qualità del conglomerato.*

Pensiamo infatti, per riferimento e al limite, di tendere i cavi con una sola operazione.

A prescindere da ogni esigenza sia esecutiva che economica, quale sarebbe il momento ideale? È naturale dire il più tardi possibile, cioè quando il calcestruzzo si presenta in uno stato di avanzato indurimento ed è perciò anche il meno plastico possibile, ed il fenomeno del ritiro si è in gran parte prodotto.

Ma allora per le stesse ragioni, si presentano anche due inconvenienti :

1° tutta una serie di fessurazioni micrometriche dovute al ritiro si è già prodotta, a pregiudizio della resistenza a trazione del conglomerato (fattore pure importante !);

2° un benefico adattamento plastico del calcestruzzo a contrasto degli ancoraggi terminali, ove sono presenti tensioni specifiche elevatissime, non può prodursi.

Somministrando invece la precompressione per gradi, a cominciare dal primo indurimento del calcestruzzo, si ha che :

1° l'indurimento del calcestruzzo avviene sotto compressione continua, a diminuzione della porosità generale e ad aumento della compattezza e del modulo elastico ;

2° la fessurazione micrometrica dovuta al ritiro non ha tempo di prodursi, e risulta perciò notevolmente esaltata la resistenza a trazione del conglomerato ;

3° è consentita la plastificazione delle zone più sollecitate.

Ne risulta avvantaggiata la stabilità dell'opera ; soprattutto agli effetti della sicurezza alla fessurazione, per la maggior resistenza a trazione del conglomerato.

Esaminiamo questo caso :

Un'opera in cemento armato precompresso dovrebbe presentare un coefficiente di sicurezza alla fessurazione pari ad almeno 1,2, cioè un incremento di momento flettente, per portarla alla fessurazione, di almeno il 20% superiore al massimo momento di esercizio.

Poniamo che, sotto il massimo momento di esercizio, il bordo compromesso della sezione sia scarico e che la resistenza a trazione del calcestruzzo, col beneficio della tempestiva e graduale precompressione, aumenti da 40 a 60 kg/cm^2 (cioè del 50 %, situazione abbastanza normale); l'incremento di momento che porta alla fessurazione aumenta nello stesso rapporto, ed il momento totale di fessurazione aumenta del 50 % del 20 %, cioè del 10 %.

Di altrettanto potrebbe ridursi il momento resistente della trave riferito al bordo compromesso. Per sezioni simili, l'area della sezione potrebbe ridursi della $\sqrt{10}$ %, cioè del 3,2 %; mantenendo inalterata l'altezza della trave, gli spessori e l'area potrebbero ridursi invece del 10 %.

Possiamo valutare che l'economia in calcestruzzo possa aggirarsi intorno al 5 %.

2° *Operare la pretensione dei cavi per gradi, significa ancora diminuire le perdite di tensione dell'acciaio nel tempo.*

Infatti: l'accorciamento plastico del calcestruzzo si verifica in buona parte *durante* la fase di precompressione, negli intervalli di tempo tra la somministrazione di un dato sforzo di precompressione e il successivo incremento.

Il «fluage» nell'acciaio si verifica parimenti in buona parte *durante* la fase di pretensione, per assestamento dei fenomeni di isteresi nell'acciaio negli intervalli di tempo tra la somministrazione di un dato sforzo di pretensione e il successivo incremento.

Le perdite di tensione nei cavi per attrito entro le guaine si riducono al minimo possibile; giacchè negli intervalli di tempo tra una operazione e l'altra i cavi hanno la tendenza a lentamente assestarsi scorrendo ulteriormente entro le guaine e a uniformare sulla loro lunghezza lo sforzo di trazione, verso una situazione di più stabile equilibrio; la successiva ripresa di tensione constata il fenomeno come perdita di tiro all'altezza dell'ancoraggio ed il nuovo intervento dell'attrito si riferisce, ed è in proporzione, al solo incremento di tensione lungo cavi i quali, tesi a più riprese, presentano ormai levigate le sedi di slittamento.

Ne risulta una economia nel quantitativo di acciaio di impiegare.

Di che ordine? Una analisi dettagliata dei vari fattori che intervengono sarebbe lunga, e del resto del fenomeno è già stato da altri sufficientemente riferito. Si può valutare che, ove le perdite di pretensione ammontassero, nel caso della pretensione operata in una sola volta, al 20 %, nella stessa situazione, ma operando per gradi per un periodo di tempo sufficientemente lungo, esse si ridurrebbero al 15 % e forse meno.

Perciò, a parità di caratteristiche di snervamento dell'acciaio, il quantitativo di esso può essere ridotto del 5 %.

3° *Attribuire alla struttura portante la precompressione in un numero opportuno di tappe, nei momenti opportuni, e con la opportuna intensità, significa ancora poter dimensionare le sezioni col minimo quantitativo di calcestruzzo e di acciaio.*

Mi spiego con un esempio. Si pensi ad una trave prefabbricata, semplicemente appoggiata, per esempio di un ponte: essa deve portare il peso proprio, il peso della sovrastruttura, i carichi accidentali.

Ove la precompressione fosse attribuita tutta alla trave caricata dal solo peso proprio, il dimensionamento della sezione più sollecitata dipenderebbe anche dalle due condizioni seguenti:

a) che, in tale situazione, la compressione massima al bordo inferiore non superi un dato valore;

b) che il bordo superiore non sia in trazione, oppure che la trazione sia contenuta entro un dato valore.

Precomprimendo per gradi, le stesse due condizioni risultano ancora vincolative, ma in presenza di una sollecitazione di pressoflessione minore; al limite, di entità tale da sopperire inizialmente al solo peso proprio della trave.

Man mano che alla trave è imposto il peso della sovrastruttura, viene adeguatamente aumentato il tasso di precompressione, in maniera che rimangano pur sempre rispettate le sopradette condizioni.

È intuitivo che così procedendo le dimensioni della sezione possano essere le minime compatibili: infatti i momenti resistenti delle stesse devono dipendere non tanto dal momento dovuto ai carichi esterni, quanto dalle escursioni tra questo e quello applicato di precompressione.

Va aggiunto il fatto che, mentre si opera nel modo sopra detto, la sezione reagente della trave, non essendo ancora i cavi cementati nelle guaine, risulta essere quella del solo calcestruzzo, depurata dell'area dei fori rappresentati dalle guaine, e perciò quella che, grazie alla posizione

dell'asse baricentrico la più elevata possibile, attribuisce allo sforzo di precompressione il massimo braccio di leva e quindi il più vantaggioso momento applicato.

Solo a posa in opera avvenuta di tutto il peso della sovrastruttura è attribuita finalmente ai cavi la pretensione definitiva, e si procede con iniezione alla loro cementazione.

In tale situazione, la sezione reagente diventa comprensiva della sezione dell'acciaio, con aumento notevole del suo momento di inerzia e perciò dei momenti resistenti; soprattutto riesce esaltato il momento resistente inferiore, a causa del notevole abbassamento dell'asse baricentrico operato dalla sottostante sezione di acciaio. Il provvedimento risulta benefico agli effetti della sopportazione del momento dovuto ai carichi accidentali.

Concludendo, rispetto alla stessa trave cui la precompressione fosse attribuita interamente in sede di prefabbricazione, il procedimento descritto comporta i vantaggi seguenti:

a) necessità di un minor momento resistente inferiore, e perciò minor volume di calcestruzzo al bordo inferiore della trave;

b) conseguentemente, maggior braccio di leva per i cavi e perciò minor sezione di acciaio;

c) minor peso proprio della struttura portante e perciò ancora minor quantitativo di acciaio.

La economia dei materiali dipende, logicamente, dalle condizioni di partenza, variabilissime secondo i casi, ed è tanto più importante quanto più incide il peso della sovrastruttura rispetto al peso dei carichi accidentali. Circa l'entità della economia conseguibile, non posso che esporre i risultati di una casistica, come ho già detto, sperimentata nei progetti da me eseguiti, che indica un risparmio di calcestruzzo e di acciaio dell'ordine di almeno il 5 %.

4° Poter operare la precompressione di strutture gettate in opera, a diverse riprese, significa finalmente conseguire notevoli vantaggi nella esecuzione stessa delle opere.

Si pensi a questa sola situazione sufficientemente significativa: la prima pretensione dei cavi può essere operata, in presenza di un calcestruzzo di cemento ad alta resistenza o a rapida presa, dopo pochi giorni dal getto, a sopprimerimento delle sollecitazioni ingenerate dal solo peso proprio della struttura.

Si può quindi immediatamente procedere al disarmo della stessa e al frequente reimpiego di casseforme e centinature.

Gli ulteriori incrementi del tasso di precompressione saranno attribuiti man mano che procede l'indurimento del calcestruzzo.

La rapidità del disarmo dipende soprattutto da quanto meno il peso proprio della struttura incide sulla totalità dei carichi, poichè allora, di altrettanto, blanda è la pretensione iniziale necessaria, modesta la rispettiva compressione nel calcestruzzo, e quindi rapidamente raggiungibile dallo stesso la sufficiente resistenza.

La economia conseguente varia anche in questo caso secondo la più disparata situazione tuttavia, si può mediamente prevedere un reimpiego circa doppio di casseri e centinature e conseguentemente una incidenza di costo delle stesse di almeno il 20 % inferiore.

Sommando le varie economie conseguibili, in calcestruzzo, in acciaio in casseforme e centinature, ed attribuendo ad ognuna di esse, le normali incidenze, si può giungere ad una economia generale anche dell'ordine del 10 %.

Tale economia non è affatto trascurabile; nei confronti economici tra una soluzione in cemento armato normale ed una stessa in cemento armato precompresso, essa può significare anzi il fattore determinante per la scelta di quest'ultima.

Ed era logico che così fosse, se non altro per questo: il cemento armato precompresso, nei confronti del cemento armato normale, presenta infatti uno svantaggio; quello che, mentre questo (il cemento armato normale) agli effetti del dimensionamento, dipende soltanto dalla massima sollecitazione di esercizio, il primo è invece sensibile anche alle escursioni dei momenti flettenti dovuti ai carichi, e, più importanti queste risultano, più oneroso risulta il dimensionamento.

Operando la precompressione per opportune tappe, si riduce la escursione dei momenti dovuti ai vari fattori e, di conseguenza se ne avvantaggia a favore dell'economia il dimensionamento delle sezioni resistenti.

Naturalmente nessun vantaggio si ottiene senza qualche provvedimento *ad hoc*. Tale tecnica costruttiva più affinata e più sensibile al funzionamento delle strutture, comporta una attrezzatura più perfezionata, ed operazioni più specializzate.

In particolare, gli ancoraggi devono essere tali da consentire di operare, con la massima agevolezza, la pretensione dei cavi in un numero qualsivoglia di tappe senza pregiudizio per la loro stabilità alla usura e fatica e per la integrità dei fili di acciaio da essi bloccati.

Inoltre i martinetti devono essere della massima praticità, poco pesanti e poco ingombranti, rapidissimi nella manovra.

Per finire, il personale addetto alle operazioni di pretensione deve essere bene specializzato al compito, e non può essere istruito di volta in volta; e progettista e direttore dei lavori dovranno cooperare in senso unitario, come unitaria è l'opera che essi realizzano.

Ma tutto ciò non deve essere ritenuta una situazione in definitiva onerosa; ci si deve invece convincere che anche l'arte del costruire, se pur lentamente, sta svincolandosi dalla prassi dell'artigianato.

Nel campo delle costruzioni meccaniche il fenomeno non è più contestato, e si sa molto bene che per costruire le automobili più utilitarie necessitano le attrezzature più moderne e i procedimenti più scientifici.

Altrettanto mi sembra sarà per la precompressione, questa nuova tecnica del costruire. Sarà utilissima, all'inizio, la genialità e la fantasia dei singoli, per escogitare i metodi e i sistemi più disparati; ma è altrettanto importante, oggi, la specializzazione tecnologica, strumentale e operativa.

SILVANO ZORZI

CONVENIENZA DELLA PRECOMPRESSIONE CON SPECIALE RIGUARDO AI SISTEMI IPERSTATICI

A tutti quelli che si occupano di precompressione viene rivolta spesso la domanda se è da ritenersi che una struttura in calcestruzzo armato possa essere sempre sostituita da un'altra in calcestruzzo precompresso e quale sia la convenienza, nel senso più lato della parola, di tale sostituzione.

Pensando ai concetti fondamentali che hanno determinata la formazione delle due tecniche si può senz'altro rispondere, in linea teorica, che una struttura in precompresso è sempre più conveniente di una struttura in calcestruzzo armato, poichè l'utilizzazione del calcestruzzo è totale, ai fini della resistenza al flettente.

Considerando però lo stato attuale dello sviluppo della tecnica, occorre essere molto più cauti nel rispondere alla domanda, ed appunto scopo di questa esposizione è di esprimere qualche concetto sui limiti di convenienza, dedotto dalla esperienza di parecchi anni di progettazioni di strutture precomprese.

Occorre considerare, prima di tutto, che progettare una struttura con l'adozione della precompressione è possibile solo in quanto le caratteristiche fondamentali del comportamento di essa risultino ben definite dal progettista ed altrettanto ben realizzate dall'esecutore, poichè i campi tensionali della struttura risultano fortemente influenzati dallo sforzo di precompressione, che tutti noi ci adoperiamo continuamente di dosare quanto più esattamente possibile, senza peraltro eccedere, per ragioni di economia, nei riguardi dei margini di sicurezza.

Facciamo precedere, allo scopo di chiarire alcuni concetti fondamentali, un rapido esame delle caratteristiche di una qualsivoglia struttura e dei vari materiali che la compongono, in confronto delle corrispondenti caratteristiche di una struttura di calcestruzzo armato.

1. CALCESTRUZZO

Per una serie di considerazioni è da ritenersi per acquisito il fatto che la progettazione di una struttura precompressa presuppone l'adozione di sollecitazioni nel calcestruzzo di notevole entità.

Ormai è di pratica corrente la previsione di sollecitazioni fino a 120-130 kg/cmq . Tali sollecitazioni comportano la necessità di calcestruzzi il cui carico di rottura non risulti inferiore a 450 kg/cmq .

Ottenere tali calcestruzzi comporta un accurato studio preliminare della composizione granulometrica. Quindi è necessaria la scelta di inerti spesso più costosi che di ordinario, poichè in molti casi è necessario trasportarli da lontano. Inoltre quasi sempre è necessario procedere a ripetute operazioni di vagliatura.

L'acqua di impasto deve essere dosata con molta parsimonia e quindi la lavorabilità del calcestruzzo risulta molto minore con conseguente obbligo ad una prolungata vibrazione.

L'esperienza ci dice infine che è necessario aumentare lievemente la dosatura del cemento.

Possiamo affermare però che i maggiori oneri per gli inerti, il maggior tempo di lavorazione e di vibrazione ed il lieve aumento di cemento determinano mediamente un modesto aumento del costo di un metro cubo di calcestruzzo.

2. CASSEFORME

Una struttura precompressa è sempre costituita da elementi di minore sezione e particolarmente di minor larghezza, e quindi il rapporto tra i metri quadrati di superficie da contenere rispetto ai metri cubi di getto è sempre notevolmente superiore di quello per strutture di calcestruzzo armato normale. Quindi l'incidenza del costo delle casseforme è sempre molto maggiore.

Questa affermazione vale senza smentita per i casi di strutture gettate in opera, cioè senza ricorrere alla pratica della prefabbricazione.

In quest'ultimo caso l'esame generale dell'incidenza delle casseforme diventa ben più difficile poichè la prefabbricazione e quindi la possibilità di usare una stessa cassaforma per un notevole numero di elementi tutti uguali, dipende ovviamente dal numero di questi elementi da costruire. In altri termini ci troviamo di fronte alle ben note considerazioni sulla fabbricazione in serie, le cui incidenze economiche rendono scarsamente attendibile ogni esame che prescindendo dal caso particolare.

L'alta incidenza del costo delle casseforme e la possibilità di produrre elementi di modesto peso ha, ormai da molti anni, indotto i tecnici ad adottare quanto più è possibile la prefabbricazione, la quale, per il caso di lunghe travate costituite da conci fuori opera, risulta notevolmente meno conveniente in strutture a sezione variabile lungo il loro asse in cui, cioè, è necessario o predisporre un gran numero di casseforme, o progettarle modificabili e quindi più costose.

Un confronto tra l'incidenza del costo delle casseforme per le due tecniche in esame, risulta tanto più difficile se si considera che in questi ultimi tempi, con il perfezionamento dei mezzi meccanici di sollevamento ed in genere con la sempre maggiore meccanizzazione del cantiere civile, sta sviluppandosi la pratica della prefabbricazione anche delle strutture in cemento armato.

Assumiamo pertanto, quale solo termine di confronto, il rapporto tra superfici e volumi, che assai grossolanamente e mediamente risulta circa il doppio in strutture precomprese, rispetto a quello delle strutture in calcestruzzo armato ordinario.

3. ARMATURA METALLICA

È noto che in Italia è permesso dai regolamenti vigenti costituire le armature metalliche principali di una struttura in cemento armato con acciaio semiduro (sollecitazione massima 2000 kg/cmq) oppure con acciai ritorti, Toor o simili (sollecitazione massima 2400 kg/cmq).

Per quest'ultimo materiale attualmente il costo si aggira su lire 90 al chilogrammo. Non vi sono oneri particolari di lavorazione ed i rapporti economici tra armatura e calcestruzzo risultano abbastanza favorevoli nel caso che la sollecitazione del calcestruzzo venga spinta fino a valori di 85 kg/cmq .

In questo caso le armature secondarie quali staffe, ferri di ripartizione, ecc., possono eseguirsi con ferro omogeneo il cui costo si aggira su lire 70 al chilogrammo.

Per le strutture precomprese, invece, le armature secondarie possono anch'esse eseguirsi con ferro omogeneo, di pari costo di quelle precedenti e l'armatura principale si precompressione deve eseguirsi con acciaio speciale ad altissima resistenza ($R/180$) il cui costo attualmente si aggira su lire 170 al chilogrammo.

I prezzi di cui sopra, che ovviamente si riferiscono a materiale non lavorato, subiscono in questo periodo continue modifiche con tendenza al ribasso, specialmente dell'acciaio ad altissima resistenza.

4. LAVORAZIONE E POSA IN OPERA DELL'ARMATURA METALLICA

Il costo della lavorazione e della posa in opera di un chilogrammo di ferro o di acciaio per una struttura di cemento armato è ormai ben noto e si aggira mediamente su lire 30 al chilogrammo.

Per quanto si riferisce, invece, al costo della lavorazione e della posa in opera di un cavo di acciaio speciale per strutture precomprese, occorre distinguere due particolari casi e cioè:

a) *Strutture gettate in opera.* — In questo caso occorre raddrizzare i fili di acciaio, tagliarli, confezionare il cavo, avvolgerlo entro una guaina di lamierino metallico e porlo in opera. L'onere maggiore è rappresentato dalla guaina metallica.

b) *Strutture costituite da conci prefabbricati.* — Poichè, come è noto, ciascun conco viene costruito in maniera che in esso siano ricavati i fori per il passaggio dei cavi di precompressione, risulta che può eliminarsi la guaina metallica.

Però è da computarsi l'onere della manovra di inflaggio dei vari fili, la quale, se si adotta un sistema di tesatura di pochi fili per volta, facenti parte dello stesso cavo, deve comportare anche la pettinatura, cioè la cura di giust'apporre i vari fili in identica reciproca posizione lungo tutto il cammino del cavo,

5. DISPOSITIVI DI BLOCCAGGIO E MANOVRE DI TESATURA

Esaminiamo naturalmente il nostro sistema per il quale vale la nostra esperienza. Il dispositivo di tesatura e bloccaggio che consta, come abbiamo già descritto, di contropiastre di ripartizione, bloccaggi propriamente detti ed apparecchiatura per la tesatura, non può valutarsi in linea generale.

Infatti basta considerare che un identico numero di bloccaggi serve indifferentemente per cavo di qualsivoglia lunghezza, per cui è impossibile valutare l'incidenza del costo dei bloccaggi facendo astrazione da una particolare struttura. Analogamente può dirsi per le operazioni di tesatura il cui costo risulta molto simile, sia che si tratti di tesare, sia un cavo lungo 10 metri, sia un cavo lungo 30 metri.

Di regola però sappiamo che le incidenze per questi titoli risultano piuttosto modeste rispetto al costo generale di un'opera.

6. INIEZIONI DI CEMENTO

Anche in questo caso si tratta di un'operazione di incidenza talmente bassa rispetto al costo dell'opera che non mette conto di intrattenersi su di essa.

In conclusione, dai confronti di cui sopra, appare chiaro che il vantaggio economico determinato dalla minore quantità di materiale necessario per una struttura precompressa, risulta notevolmente diminuito dal maggior costo sia dei materiali che delle operazioni proprie a questa tecnica, innegabilmente ancora molto delicata.

Quindi la sola comparazione dei costi non è sufficiente, almeno per ora, a porre la pregiudiziale per l'adozione della precompressione.

Tentiamo ora, dopo tutte le premesse di cui sopra, di gettare le basi per la costituzione di altri criteri discriminanti che possono guidare il progettista nella scelta delle due tecniche.

Dal punto di vista ambientale occorre considerare che la precompressione esclude, nei limiti di sicurezza, l'eventualità di fessurazione e quindi l'armatura metallica è molto meglio garantita dagli attacchi, attraverso le dette fessurazioni, dell'atmosfera ambiente.

Tale considerazione vale in particolare per costruzioni in riva al mare od in luoghi con presenza di fumi acidi.

Dal punto di vista della deformazione una struttura precompressa di regola risulta di dimensioni minori e quindi più deformabile. È da tenersi conto, quindi, se deformazioni o vibrazioni, queste ultime di ampiezza maggiore ma di rapidissimo smorzamento, possono determinare inconvenienti o menomazioni all'utilizzabilità dell'opera.

Chiarisco quanto sopra con un esempio ricavato da una mia recentissima esperienza professionale.

In un importante edificio al centro di Roma, per poter ricavare un garage nel sottosuolo di sufficiente altezza, siamo costretti, per ragioni di spazio disponibile, a progettare la copertura di questo con una serie di travi precomprese della luce di *ml* 15 al centro delle quali grava una altra serie di pilastri che costituiscono spina dell'ingabbiatura portante in cemento armato ordinario per i sette piani superiori dell'edificio.

Calcolate le travi, ci siamo accorti che le deformazioni di queste avrebbero determinato, agli ultimi piani dell'ingabbiatura, deformazioni assolutamente disastrose. Senonchè necessità inderogabili di utilizzazione di spazio in zona cittadina di enorme valore commerciale, ci hanno imposto di non rinunciare al vantaggio del minore ingombro delle travi precomprese, le quali saranno tesate gradualmente a mano a mano che si procederà con la costruzione dei piani superiori, in maniera da eliminare, per i carichi permanenti, le anormali deformazioni delle costruende strutture superiori.

Dal punto di vista del rapporto peso proprio e sovraccarico, è logico che una struttura precompressa è tanto più conveniente per quanto il detto rapporto è maggiore.

Infatti la convenienza di adottare la precompressione è notevole quando deriva non solo dalla minor quantità di calcestruzzo ed armatura metallica, ma altresì dall'economia derivante dalla ulteriore riduzione di sforzi interni per diminuzione di peso proprio.

Si consideri, per esempio, che, assunte dimensioni e sollecitazioni ormai di uso corrente, in una travata da ponte semplicemente appoggiata dalla luce di *ml* 10, l'adozione della precompressione comporta un'economia del flettente massimo in mezzera di circa il 15 %, mentre in una

travata analoga, ma della luce di *ml* 20 è possibile, sempre mediante la precompressione, raggiungere un'economia del flettente di circa il 30 %.

Dal punto di vista della natura dei carichi, di regola si riscontra che la convenienza della precompressione risulta piuttosto dubbia in tutti quei casi in cui, per effetto dell'aleatorietà dei carichi accidentali, i campi tensionali interni subiscono modifiche molto importanti.

Facciamo qualche esempio: Consideriamo una mensola a sbalzo in cui i carichi esterni possano esserci o meno, siano di grande intensità e, come accade spessissimo nelle costruzioni industriali, di valore molto maggiore dei pesi propri della struttura.

In questo caso è ovvio che l'elevata precompressione, necessaria per eliminare la trazione all'estradosso della mensola, per il caso della presenza del carico accidentale, determinerebbe in caso di sua assenza, notevoli trazioni all'intradosso della struttura che dovrebbero eliminarsi abbassando il centro di precompressione rispetto al piano baricentrale, con conseguente cattiva utilizzazione dell'armatura metallica.

Ancora: consideriamo ora il caso di una travata piuttosto corta, sollecitata da carichi accidentali concentrati di grande entità, che producono quindi elevati sforzi taglianti.

Progettare questa struttura in calcestruzzo precompresso significa ridurre notevolmente la sezione e quindi aumentarne gli sforzi unitari di scorrimento.

È noto che la curvatura dei cavi di precompressione riduce questi sforzi, ma è noto anche che in una trave corta e di notevole altezza non è possibile curvare i cavi in maniera che lo sforzo di precompressione induca nel calcestruzzo una componente verticale tale da ridurre sufficientemente gli sforzi di scorrimento.

Occorre quindi od aumentare il calcestruzzo, od inserire nella struttura altri cavi obliqui per lo scorrimento, in modo da ridurre fortemente la convenienza economica della soluzione.

Dal punto di vista del minimo ingombro, quando tale esigenza è particolarmente sentita, l'adozione della precompressione permette di risolvere problemi che in altri tempi si sarebbero ritenuti irrisolvibili.

Dal punto di vista della leggerezza, nel caso di grandi strutture, è ovvio che l'incidenza di questa sulle fondazioni è notevole. La precompressione permette quindi la realizzazione di economie che debbono essere messe in bilancio nella scelta della soluzione.

Dal punto di vista della capacità di una parete a contenere dei liquidi, la precompressione ci offre la possibilità di notevoli vantaggi. A questo scopo basta rapidamente accennare che, per ogni parete in cemento armato in cui siano da evitare le fessurazioni per la pressione di un liquido, non abbiamo altro mezzo che ridurre al disotto di certi limiti lo sforzo di trazione del calcestruzzo con conseguente maggiore costo della struttura.

La precompressione, invece, permette tali economie, che, anche in quei paesi in cui per particolari condizioni della loro economia, il calcestruzzo armato e precompresso non ha subito un grande sviluppo, l'adozione di serbatoi o di tubazioni in calcestruzzo precompresso è ormai comunissima.

Dal punto di vista di rendere atta una struttura qualsiasi a resistere, per esempio durante una fase di costruzione, e sollecitazioni temporanee anormali per le quali non è conveniente che sia progettata, l'induzione di uno stato provvisorio di coazione può rappresentare una soluzione quanto mai vantaggiosa ed elegante.

Dal punto di vista, infine, del raggiungimento di particolari espressioni stilistiche, sono convinto che la precompressione determinerà un'altra svolta del pensiero architettonico e quindi un altro periodo della storia dell'arte. del costruire.

Mentre tutte le considerazioni testè esposte possono ritenersi valide in linea generale, altre cautele ed altri criteri di discriminazione debbono assumersi per il caso particolare che si tratti di strutture iperstatiche precomprese, per le quali esiste un diffuso senso di prevenzione da parte di molti progettisti.

Infatti, come è ben noto, la distribuzione degli sforzi interni di una struttura composta da varie membrature rese solidali, dipende oltre che dai carichi e dai vincoli esterni, anche dalla mutua influenza delle deformazioni elastiche delle diverse parti, la cui determinazione deve essere ben più precisa che di ordinario, tenendo conto dello sforzo di precompressione, dopo la sua applicazione, è per sua natura di valore ben determinato e, entro certi limiti, costante.

A titolo di esempio si consideri un normale edificio, costituito da una serie di portali semplici paralleli, a traverso piano.

Chiunque progetti tale tipo di edificio sa che può farsi astrazione dagli effetti derivanti dalla contrazione d'asse del traverso e che il momento di inerzia di esso può assumersi facendo astrazione inoltre dall'ala determinata dal solaio che collega i traversi paralleli, poichè nel caso del cemento armato le due ipotesi di cui sopra determinano indeterminazioni di sollecitazioni unitarie, ampiamente compatibili con le nostre usuali approssimazioni di calcolo.

Lo stesso non può dirsi nel caso di un analogo telaio precompresso in cui la contrazione di asse del traverso, per opera dello sforzo di precompressione e l'inesatta determinazione del rapporto dei pesi elastici tra traverso e ritto, possono determinare variazioni del diagramma del flettente, tali per cui la struttura entri in campo di fessurazione.

A questo proposito, e per dare un più esatto valore alle affermazioni di cui sopra, cito un caso occorsomi in questi ultimi anni:

Si è costruito un capannone composto da una serie di portali iperstatici semplici, a traverso piano, con ritti vincolati a cerniera virtuale, della luce di circa *m* 22.

Poichè la copertura doveva presentare carattere di elevata coeibenza, al disopra del solaio di copertura, disteso tra i traversi dei portali, era stata prevista una intercapedine composta da muretti di mattoni e da un controsolaio di tavelloni.

Nel progetto si era scelta tale disposizione per evitare che questa sovrastruttura comunque modificasse le caratteristiche elastiche della struttura portante precompressa.

Il calcolo era stato istituito in maniera tale che sotto il carico completo la sezione di mezzeria del traverso presentasse all'intradosso una compressione residua pari a circa il 10 % di quella massima all'estradosso (eventualità dell'aumento del sovraccarico accidentale dell'1,5 volte rispetto a quello di calcolo).

La struttura precompressa è stata realizzata sotto la mia direzione mentre le rifiniture sono state direttamente controllate dai tecnici della Committente.

Ad edificio avvenuto, quindi, il collaudatore ha ordinato l'esecuzione delle prove di carico, con nostra sorpresa è stato rilevato che, sotto il sovraccarico di calcolo, la struttura, pur denunciando deformazioni notevolmente inferiori a quelle teoriche, risultava chiaramente essere entrata in fase di fessurazione, con parecchie piccole lesioni in corrispondenza dei giunti dei conci prossimi alla mezzeria dei trasversi.

L'avvenimento risultò assolutamente inaspettato ed in un primo tempo misterioso. Senonchè, posto in sospetto dal fatto che gli estensimetri, disposti sulle facce laterali di uno dei traversi, indicavano che l'asse baricentrale intorno a cui avvengono le rotazioni della sezione, risultava notevolmente spostato in alto, ho voluto indagare sulle modalità di esecuzione delle strutture estradosso da me previste in progetto come più sopra ho indicato.

L'Impresa allora mi chiarì che a mia insaputa e d'accordo con il Committente, aveva sostituita la struttura cellulare prevista con una cappa di calcestruzzo di pomice.

L'Appaltatore riteneva che tale sostituzione fosse giustificata poichè aveva rigorosamente determinato che il peso proprio della cappa era identico a quello della struttura cellulare da me progettata.

Il fenomeno è apparso quindi chiaro: la cappa di calcestruzzo, pur essendo costituita di materiale dotato di modulo elastico notevolmente diverso da quello del calcestruzzo della struttura, entrava parzialmente a far parte del complesso resistente, di guisa che avvenivano due concomitanti variazioni delle ipotesi di calcolo e cioè: il baricentro della sezione si alzava e contemporaneamente si modificava il rapporto dei pesi elastici del telaio, di guisa che le caratteristiche di sollecitazione della mezzeria della sezione si modificavano tanto da raggiungere la fase di fessurazione e ciò nonostante che la sollecitazione al lembo estradosso del calcestruzzo diminuisse, e con ciò risultasse anche spiegato il notevole divario tra la deformazione teorica e quella pratica.

Per quanto si riferisce, quindi, alle strutture iperstatiche precomprese, occorre che il progettista approfondisca il più possibile il comportamento dell'opera e che gli esecutori realizzino con ogni cura quello che sarà loro ordinato.

Ho realizzato ormai un buon numero di grandi strutture iperstatiche mediante l'ausilio di alcuni accorgimenti esecutivi, che qui di seguito passo ad elencare:

1° È molto utile avere a disposizione un dispositivo di tesatura e bloccaggio tale per cui sia possibile indurre lo sforzo di precompressione per gradi, con intensità successivamente crescenti.

2° È utile in molti casi ricorrere a fasi intermedie di libertà provvisorie tra le varie membrature, allo scopo di eliminare, almeno per la maggior parte, le variazioni di campi tensionali, dovute alle contrazioni di asse o dai cedimenti di vincolo.

3° È utile garantirsi, mediante libertà delle membrature secondarie rispetto a quelle principali, che le prime, con la loro presenza, non creino indeterminazioni alle caratteristiche elastiche delle seconde.

4° Si considerino, nella loro reale entità, le iperstatiche indotte dagli sforzi di precompressione e comunque si riduca al minimo quello che si è convenuto di chiamare la discordanza dei cavi.

5° Sia sempre possibile di ritoccare, al termine della costruzione dell'opera gli sforzi di precompressione, oltre che per eliminare le cadute di tensione per il fluage del primo periodo, anche per eliminare le variazioni del detto sforzo di precompressione per effetto di deformazioni elastiche.

Ritengo in tal modo che possano eseguirsi tranquillamente strutture iperstatiche di ogni tipo, senza che debba rinunziarsi alla notevolissima economia che dette strutture comportano.

RICCARDO MORANDI

L'INSTABILITÀ PER INFLESSIONE LATERALE DELLE TRAVI ALTE PRECOMPRESSE

I. Premessa

È noto che lo sforzo di precompressione non può dar luogo ad una configurazione secondaria di equilibrio per carico di punta. Nello spirito del criterio euleriano, questo si riconosce osservando che, con riferimento alla configurazione secondaria curvilinea, nella sezione generica la risultante di precompressione è ancora applicata, come nella configurazione principale, nel baricentro dei

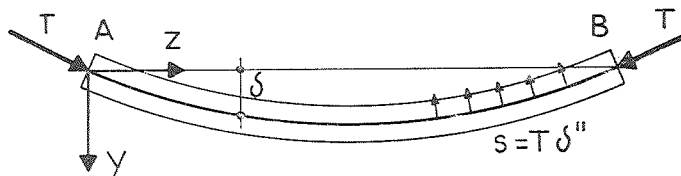


FIG. 1.

cavi, e quindi non intervengono nuove caratteristiche della sollecitazione per effetto della deformazione. Attraverso il criterio energetico la dimostrazione è altrettanto semplice, purchè insieme al lavoro L_2^* del secondo ordine delle tensioni interne, notoriamente fornito da:

$$L_2^* = -T \int_0^{\frac{l}{2}} \delta'^2 dz, \quad [1]$$

(T è lo sforzo di precompressione, δ la deformata secondaria assunta, δ' la derivata prima di δ rispetto a z), si consideri il lavoro esterno L_2 compiuto dalle forze distribuite (fig. 1)

$$s = T \delta'' \quad [2]$$

(δ'' derivata seconda di δ rispetto a z), che sorgono per effetto della deformazione δ . Poichè le forze s si destano con δ , in L_2 va considerato il fattore $1/2$ di Clapeyron; è quindi

$$L_2 = -T \int_0^{\frac{l}{2}} \delta \delta'' dz. \quad [3]$$

Integrando la [1] per parti, e tenendo conto delle condizioni ai limiti:

$$\begin{aligned} z = 0 & \quad \delta = 0 \\ z = \frac{l}{2} & \quad \delta' = 0, \end{aligned}$$

si perviene alla espressione [3]:

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \delta'^2 dz = \int_0^{\frac{l}{2}} \delta \delta'' dz.$$

È quindi:

$$\begin{aligned} L_2^* - L_2 &= 0, \\ \Delta_2 E_0 &= W + L_2^* - L_2 = W > 0 \end{aligned} \quad (*)$$

(*) $\Delta_2 E_0$ è la variazione seconda dell'energia totale connessa con la variazione δ della funzione spostamenti, e W è l'energia di deformazione della trave dipendente dalla deformata δ .

e l'equilibrio è sempre stabile. Nel caso però di una trave alta precompressa, il cui cavo non coincida con l'asse geometrico, esiste la possibilità di configurazioni secondarie di equilibrio, del tipo flessione-torsionale, dovute alla sola precompressione. Anche in questo caso, infatti, in ogni sezione la risultante di precompressione è ancora applicata, con riferimento alla configurazione secondaria di equilibrio, nel baricentro dei cavi, e la deformazione non introduce quindi alcuna nuova caratteristica dello sforzo rispetto a quelle presenti nella configurazione principale. Quanto sopra è vero però se ci si limita alle caratteristiche del primo ordine rispetto agli spostamenti; considerando anche

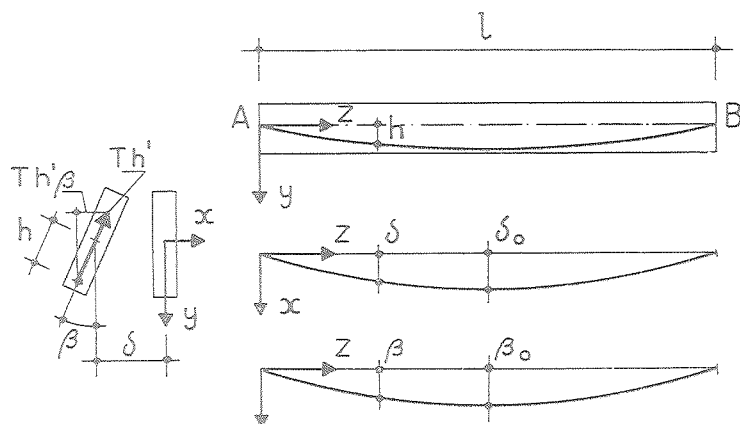


FIG. 2.

le caratteristiche del secondo ordine, la variazione della curva d'asse dei cavi può far sorgere degli sforzi assiali distribuiti, e quindi dei momenti flettenti e torcenti. Si assuma infatti per deformata secondaria quella della figura 2, caratterizzata dalle funzioni:

$$\delta = \delta_0 \operatorname{sen} \frac{\pi z}{l} \quad [4]$$

$$\beta = \beta_0 \operatorname{sen} \frac{\pi z}{l},$$

rispettivamente spostamento del baricentro della sezione generica lungo la retta x , e rotazione della sezione stessa rispetto al suo baricentro; sia inoltre $h(z)$ la distanza dell'asse dei cavi dall'asse baricentrico della trave, e T lo sforzo di precompressione. Nella sezione S generica lo sforzo T presenta, per effetto di β , una componente:

$$T h' \beta \quad [5]$$

secondo l'asse x . Per effetto di δ , le sezioni S ed S' , distanti dz , formano fra di loro un angolo $\delta' dz$; lo stesso angolo formano le componenti [5], agenti in S ed S' , per cui il tronco dz è compresso dalla forza:

$$p = T h' \beta \delta' dz. \quad [6]$$

Le compressioni [6] sorgono con la deformazione; quest'ultima può quindi, nelle travi alte, modificare le caratteristiche dello sforzo, ed esiste perciò la possibilità di configurazioni secondarie di equilibrio dovute alla sola precompressione.

2. La ricerca dei moltiplicatori critici

La ricerca dei moltiplicatori critici relativi a travi precomprese può essere eseguita agevolmente attraverso il metodo energetico, compendiato nelle note relazioni (Ritz)

$$\frac{\partial \Delta_2 E_0}{\partial \delta_0} = 0 \quad \frac{\partial \Delta_2 E_0}{\partial \beta_0} = 0,$$

traduzioni a loro volta dell'altra, caratterizzante le soglie dell'instabilità (Galli-Pflüger),

$$\delta_1 (\Delta_2 E_0) = 0.$$

La $\Delta_2 E_0$ è fornita, come già detto, da:

$$\Delta_2 E_0 = W + L_2^* - L_2;$$

nel calcolo di L_2 si deve tener conto delle forze s che sorgono con la deformazione; così pure nel calcolo di L_2^* è necessario non trascurare il lavoro del secondo ordine delle tensioni tangenziali, la cui importanza è, nel caso in esame, notevolissima.

Nell'eseguire i calcoli, si verifica che nell'espressione $L_2^* - L_2$ il lavoro interno delle tensioni normali provocate da M ed N si elide con il lavoro esterno dovuto alle forze s che sorgono con la precompressione; non si elidono invece i termini di L_2^* dovuti alle tensioni tangenziali. Ciò conferma l'osservazione fatta precedentemente, che con riferimento alla deformata secondaria non sorgono nuove caratteristiche di sforzo normale e momento flettente del primo ordine negli spostamenti, poichè la risultante di precompressione è sempre applicata nel baricentro dei cavi.

3. Due esempi concreti

Un primo esempio è relativo alla trave a sezione rettangolare, precompressa con un cavo (fig. 3) a forma di spezzata bilatera.

Risulta così:

$$T_a \approx \frac{\sqrt{BC} \pi^3}{4 h_0 l} \quad [7]$$

dove B e C sono le rigidità flessionale (relativa all'asse y) EI_y e torsionale $\frac{GI_p}{q}$ della sezione retta della trave, l la luce, h_0 la freccia della bilatera.

Per una trave la cui sezione retta abbia le dimensioni $m \ 1 \times 0,1$ di 20 metri di luce, con moduli $E = 2,5 \times 10^6 \ t/m^2$ e $G = 1,25 \times 10^6 \ t/m^2$, è $T_a = 216 \ t$.

Per una T di esercizio di 10 t , la sicurezza è 22,4, molto elevata.

Si noti però che nelle travi in conglomerato armato si avrebbe la parzializzazione della sezione per poco che aumentasse la precompressione di esercizio, e varierebbero quindi le caratteristiche geometriche poste a base del calcolo; in particolare le rigidità diminuiscono, e con esse il valore critico di T . Inoltre i tassi di lavoro delle travi precomprese sono molto elevati, e quindi si è prossimi, se già non ci si trova, nel ramo delle curve $\sigma - \varepsilon$ dove neppure idealmente può supporre un comportamento elastico lineare del materiale; questo corrisponde ad un abbassamento del modulo elastico, e quindi delle rigidità, e del valore critico di T .

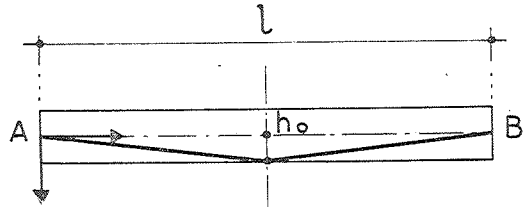


FIG. 3.

Più interessante è il valore del moltiplicatore critico del tiro T e del carico esterno P agente in mezzeria, nell'ipotesi che essi crescano mantenendosi inalterato il rapporto T/P . Si ha allora:

$$\lambda_a^{PT} = \frac{\pi^3 \sqrt{BC}}{2 l^2 \sqrt{T^2 \frac{4 h_0^2}{l^2} + P^2 \left(\frac{\pi^2 + 4}{16} \right)^2 - P T h_0 \frac{\pi^2 + 4}{4 l}}}; \quad [8]$$

per $P = 0$ si ottiene:

$$\lambda_a^T = \frac{\pi^3 \sqrt{BC}}{4 T h_0 l} \quad [9]$$

in accordo con la (7); per $T = 0$ invece si ha:

$$\lambda_a^P = \frac{\pi^3 \sqrt{BC}}{2 P l^2 \frac{\pi^2 + 4}{16}}. \quad [10]$$

Imponendo al rapporto T/P il valore

$$\frac{T}{P} = \frac{l}{4 h_0},$$

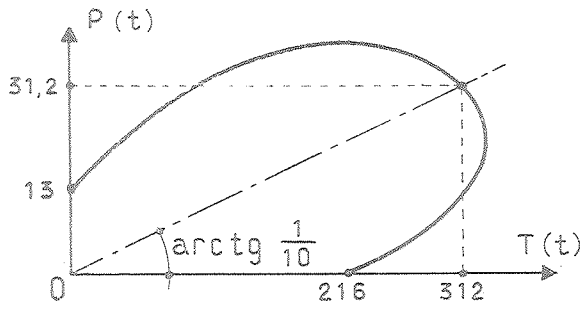


FIG. 4.

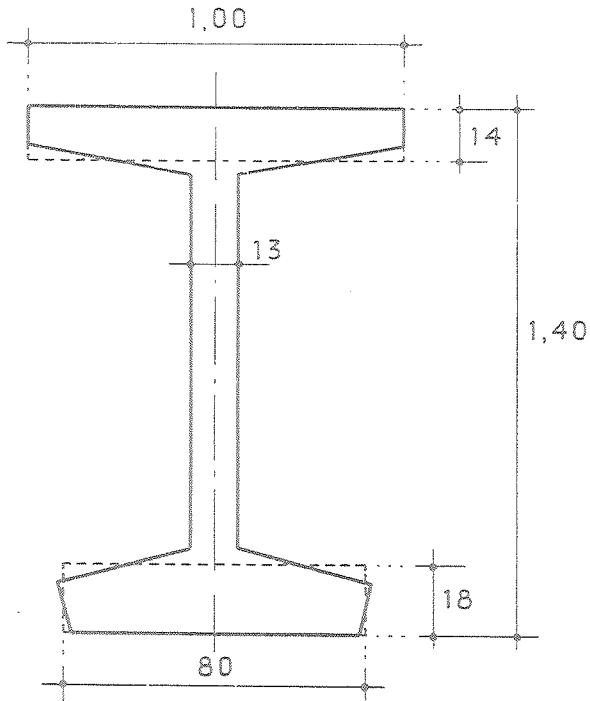


FIG. 5.

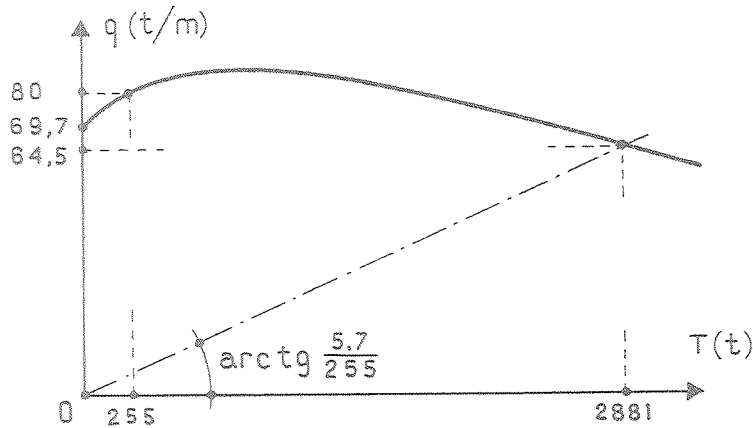


FIG. 6.

per cui la sezione risulta uniformemente compressa, la [8] fornisce

$$\lambda_a^{PT} = \frac{\pi^3 \sqrt{BC}}{2 P l^2 \frac{\pi^2 - 4}{16}} \quad [11]$$

Dal confronto tra la [10] e la [11] si osserva che $\lambda_a^P < \lambda_a^{PT}$; in questo caso la precompressione esercita azione stabilizzante. Per $P = 10 t$ e $T = 10 t$ è:

$$\lambda_a^T = 22,4$$

$$\lambda_a^P = 13$$

$$\lambda_a^{PT} = 31,2$$

Si è riportato nella figura 4 il diagramma PT in condizioni di equilibrio indifferenziale; da esso si può valutare l'entità dell'effetto stabilizzante di P sul valore di T_a , e di T sul valore di P_a .

Per il secondo esempio si prende in esame una trave la cui sezione retta è riportata nella figura 5, di luce 20 m, con carico q uniformemente distribuito di 5,7 t/m. L'asse dei cavi è parabolico; il tiro iniziale è di 298 t, e scende a 255 t a deformazioni lente esaurite. Questo esempio è più interessante del primo, perchè s'incontra frequentemente nella costruzione dei ponti a travata realizzati con nervature di forte altezza, precomprese prima del getto della soletta.

Si è avuto così, per $q = 0$,

$$T_a = 14100 t;$$

per $T = 0$

$$q_a = 69,7 t/m;$$

per $T = 255 t$

$$q_a = 80 t/m.$$

Il diagramma qT in condizioni di equilibrio indifferente è quello della figura 6; si nota in esso lo

stesso andamento del diagramma PT del caso precedente. L'effetto stabilizzante è molto meno accentuato, dipendentemente dalla diversa forma della sezione.

VINCENZO FRANCIOSI

I risultati di ulteriori studi, condotti considerando non più la sola trave soggetta alle forze trasmesse dai cavi, ma il complesso trave-cavi, appariranno, in una Memoria dello stesso A., sul «Giornale Genio Civile», anno 1956.

SULLA PRECOMPRESSIONE NELLE STRUTTURE SOTTILI AUTOPORTANTI

Premesse

Il favore incontrato negli ultimi tempi dal cemento armato precompresso, gli sviluppi e le realizzazioni veramente imponenti che hanno fatto seguito, hanno portato via via i tecnici ad utilizzare la precompressione anche per strutture più complesse, per le quali aumentano al tempo stesso le difficoltà costruttive e le incertezze di calcolo. Meritano fra queste uno studio a parte le strutture autoportanti: volte scatolari e volte sottili che ci sembrano particolarmente adatte ad avvantaggiarsi degli effetti della precompressione soprattutto per quanto riguarda la riduzione parziale o totale degli inevitabili sforzi di trazione che si destano per effetto dei carichi esterni lungo i bordi. Va ancora messo in rilievo l'effetto stabilizzante dovuto alla precompressione per quanto riguarda l'instabilità dell'equilibrio elastico di dette strutture (1). Mentre però nelle strutture scatolari le modalità per realizzare la voluta precompressione non presentano dubbi di sorta (si tratterà di cavi disposti nei singoli fogli con l'andamento più opportuno, che per i casi più frequenti risulta essere quello parabolico), non altrettanto semplice è la disposizione dei cavi in una volta sottile: potrebbero infatti disporsi dei cavi rettilinei lungo le generatrici di bordo o dei cavi ad andamento parabolico alloggiati in opportune travi di bordo o ancora dei cavi distesi sulla volta secondo una curva sghemba (intersezione della direttrice della volta con un cilindro parabolico ad asse verticale) (2). Cominciamo ad occuparci delle strutture scatolari.

La precompressione nelle strutture scatolari

1. Serviamoci a tal fine di cavi ad andamento parabolico che potremo pensare disposti in tutti i fogli (3) o eventualmente in alcuni di essi (in particolare in quelli di estremità).

L'equazione fondamentale che regge il problema nello spirito della trattazione approssimata, assume una forma generalizzata del tipo:

$$\begin{aligned} & \frac{\bar{T}_{i-1}}{h_i} \frac{l^2 - x^2}{2l} + 2 \bar{T}_i \frac{l^2 - x^2}{2l} \left(\frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_{i+1}} \right) + \frac{\bar{T}_{i+1}}{h_{i+1}} \frac{l^2 - x^2}{2l} = \\ & = 3 \left(\frac{S_i}{h_i^2} + \frac{S_{i+1}}{h_{i+1}^2} \right) \frac{l^2 - x^2}{2l} + \frac{\mathcal{C}_i}{2h_i} - \frac{\mathcal{C}_{i+1}}{2h_{i+1}} - 3 \left(\frac{\mathcal{C}_i f_i^{(0)}}{h_i^2} + \frac{\mathcal{C}_{i+1} f_{i+1}^{(0)}}{h_{i+1}^2} \right) \frac{l^2 - x^2}{l^2} \end{aligned} \quad [1]$$

che è indipendente da x nell'ipotesi che:

$$\frac{\mathcal{C}_i}{h_i} = \frac{\mathcal{C}_{i+1}}{h_{i+1}}.$$

Si ha allora:

$$\frac{\bar{T}_{i-1}}{h_i} + 2 \bar{T}_i \left(\frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_{i+1}} \right) + \frac{\bar{T}_{i+1}}{h_{i+1}} = 3 l \left(\frac{S_i}{h_i^2} + \frac{S_{i+1}}{h_{i+1}^2} \right) - 6 \mathcal{C}_i \left(\frac{f_i^{(0)}}{h_i} + \frac{f_{i+1}^{(0)}}{h_{i+1}} \right). \quad [2]$$

(1) Esperienze eseguite presso il Laboratorio Prove di Zurigo hanno messo in luce per una volta sottile precompressa un innalzamento del moltiplicatore critico del 30 % (riferito da Mr. Steinman al I Congresso Internazionale del cemento armato precompresso, Londra, ottobre 1953).

(2) Si potrebbero anche disporre in ambedue i casi dei cavi rettilinei opportunamente distanziati, ma la loro efficacia sarebbe notevolmente ridotta per i fini propostici.

(3) Escluso beninteso, per un numero dispari di fogli, quello centrale, che, in condizioni di simmetria, risulta sempre compresso.

Dalla soluzione della [1] o della [2] che sono tante per quanti sono gli spigoli si ottengono le azioni mutue esplicitanti fra le singole lastre in funzione dei carichi esterni e degli sforzi di precompressione. Questi ultimi andranno scelti con la condizione di modificare nel modo richiesto lo stato tensionale: si hanno in generale tante condizioni da imporre per quanti sono i cavi (4).

Scegliendo:

$$f_i^{(0)} = \frac{h_i}{2} \quad f_{i+1}^{(0)} = \frac{h_{i+1}}{2}$$

si ha rispettivamente per la [1] (scritta in corrispondenza della sezione di mezzeria) e per la [2]:

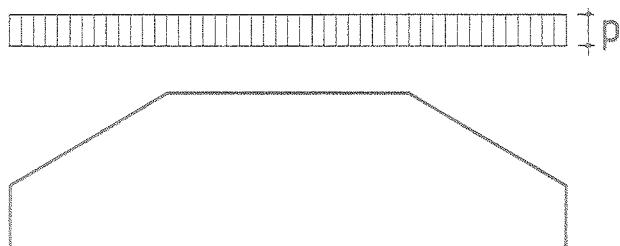
$$\frac{\bar{T}_{i-1}}{h_i} + 2 \bar{T}_i \left(\frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_{i+1}} \right) + \frac{\bar{T}_{i+1}}{h_{i+1}} = 3 l \left(\frac{S_i}{h_i^2} + \frac{S_{i+1}}{h_{i+1}^2} \right) - \frac{2 \mathcal{C}_i}{l h_i} - \frac{4 \mathcal{C}_{i+1}}{l h_{i+1}} \quad [1]$$

$$\frac{\bar{T}_{i-1}}{h_i} + 2 \bar{T}_i \left(\frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_{i+1}} \right) + \frac{\bar{T}_{i+1}}{h_{i+1}} = 3 l \left(\frac{S_i}{h_i^2} + \frac{S_{i+1}}{h_{i+1}^2} \right) - \frac{6 \mathcal{C}_i}{l h_i} \quad [2]$$

Con riferimento alla struttura scatolare rappresentata in figura 1, per la quale si ha:

$$h_2 = 3 h_1 \quad ; \quad h_3 = 4 h_1 \quad ; \quad \delta = 0,1 l \quad ; \quad l = 10 h_1 \quad ; \quad \gamma_1 = 30^\circ$$

si sono riportati nella figura 2 i diagrammi delle tensioni dovute al peso proprio ed agli sforzi di



precompressione agenti separatamente nei fogli di estremità o in quelli intermedi o infine in tutti e quattro) con la condizione che: $-\frac{\mathcal{C}_1}{h_1} = \frac{\mathcal{C}_2}{h_2}$ ovvero: $\mathcal{C}_2 = 3 \mathcal{C}_1$.

Per uno spessore di 0,10 metri con riguardo al solo peso proprio ($p = 0,25 t/m^2$) si sono tracciati i diagrammi della figura 3 corrispondenti a diverse condizioni di precompressione. Si ri-

leva che la più conveniente è quella della figura 3-a corrispondente a cavi disposti in tutti i fogli eccetto quello centrale e soddisfacenti la condizione di annullare le tensioni lungo gli spigoli dove si ha trazione per effetto del peso proprio.

2. Per quanto riguarda l'instabilità dell'equilibrio elastico si è determinato attraverso considerazioni energetiche il carico critico della struttura in esame tenendo conto o meno delle diverse condizioni di precompressione realizzate. Con riferimento ai diagrammi della figura 3 ed alla numerazione adottata si è avuto:

| | |
|--------------|----------------------------------|
| Peso proprio | $p_{cr} = 0,329 t/m^2$ |
| 1) | $p_{cr} = 0,339 \quad »$ |
| 2) | $p_{cr} = 0,344 \quad »$ |
| 3-a) | $p_{cr} = 0,362 \quad »$ |
| 4-a) | $p_{cr} = 0,385 \quad » \quad .$ |

Nelle condizioni più favorevoli il moltiplicatore critico viene innalzato del 17 per cento (5).

(4) Gli sforzi di precompressione possono anche essere fissati preventivamente in base a necessità costruttive (connesse per esempio allo spessore della volta): in tal caso si ottengono direttamente i valori finali delle tensioni.

(5) Tali valori sono certamente in difetto rispetto a quelli effettivi per lo spirito stesso in cui si è svolta la trattazione (cerniere cilindriche in corrispondenza di tutti gli spigoli).

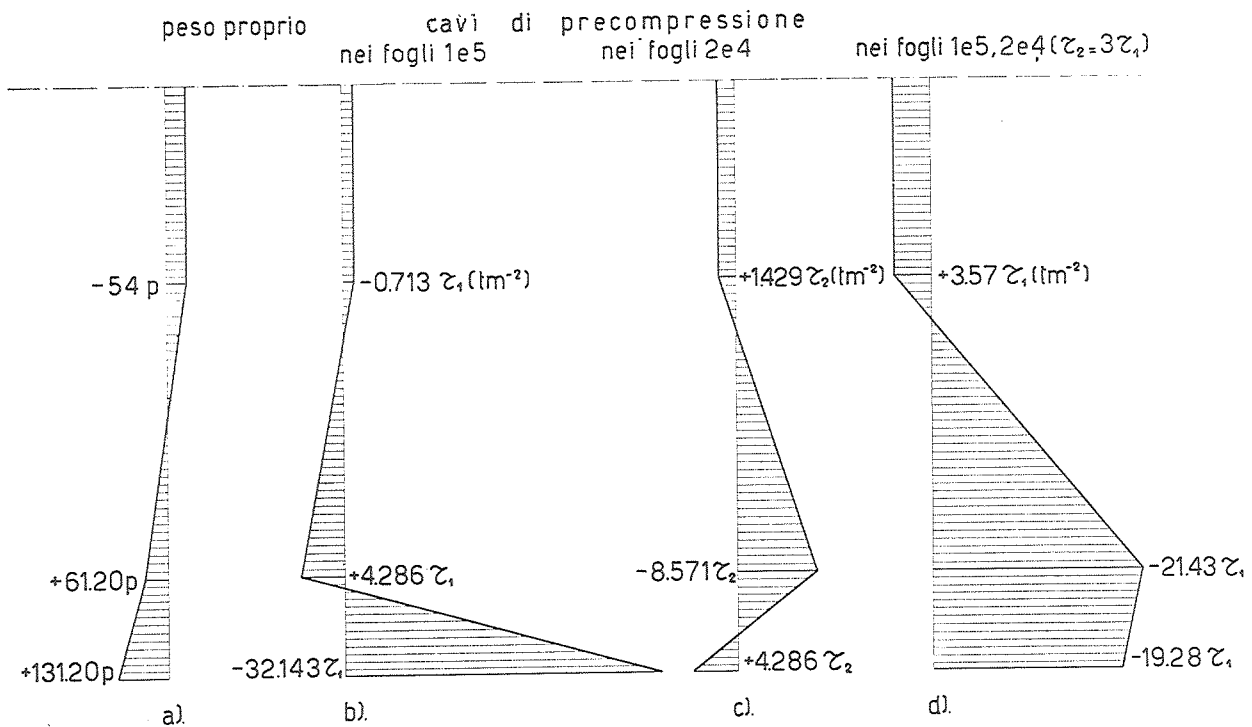


FIG. 2.

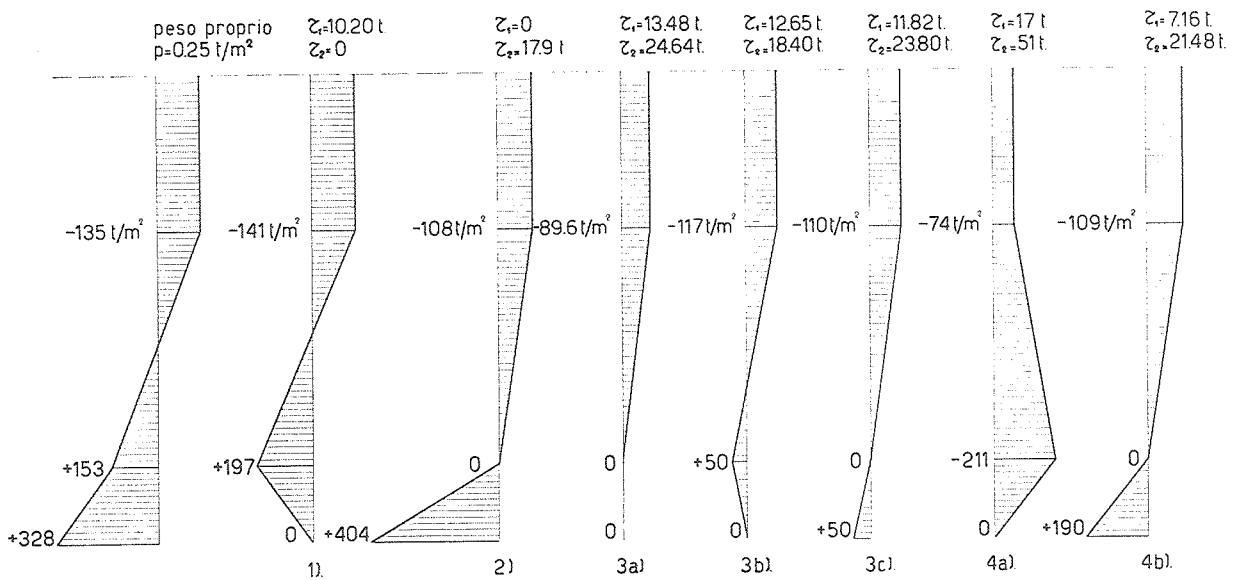


FIG. 3.

La precompressione nelle volte sottili

1. Passiamo adesso allo studio della precompressione nelle volte sottili per le quali il problema si presenta alquanto più complesso soprattutto per le diverse modalità di realizzazione.

Cominciamo dalla disposizione più semplice: cavi rettilinei disposti secondo le generatrici di bordo (opportunamente alloggiati in ringrossi della volta). Le azioni mutue incognite $n(x)$ esercitanti fra cavo d'acciaio e calcestruzzo vanno determinate a mezzo di un'equazione integro differenziale del tipo misto Volterra-Freedholm, ottenuta eguagliando gli spostamenti dei due sistemi elastici in corrispondenza della generatrice:

$$\frac{1}{EA} \int_0^x \left[\mathcal{N}(t) - \int_0^l n(\xi) d\xi \right] dt = \int_0^l K(x, \xi) n(\xi) d\xi \quad [3]$$

dove: E e A rappresentano le caratteristiche elastiche e geometriche del cavo,

\mathcal{N} è lo sforzo di precompressione applicato,

$K(x, \xi)$ rappresenta la funzione d'influenza per spostamenti lungo le generatrici di bordo dovuti a forze agenti nella stessa direzione.

La soluzione della [3] si presenta nella forma:

$$n(x) = \sum_{m=1,3,5} \frac{\frac{m\pi}{2l}}{1 + K_m \frac{EA}{8l} \frac{m^2\pi^2}{8l}} \mathcal{N}_m \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{2l}. \quad [4]$$

Determinati gli sforzi incogniti in funzione della forza di precompressione si possono determinare tutte le caratteristiche della sollecitazione dovute a questa condizione di carico e sovrapporre a quelle dovute ai sovraccarichi esterni (peso proprio) scegliendo \mathcal{N}_m nel modo più opportuno: ad esempio annullando gli sforzi di trazione N_x lungo le generatrici di bordo (6).

2. Se si dispongono i cavi in apposite travi di bordo il numero delle incognite aumenta: realizzando la trave di bordo sul prolungamento della volta stessa e contenuta nel piano tangente potremo ritenere le azioni mutue ridotte a degli sforzi $n(x)$ diretti secondo le generatrici di bordo e a degli sforzi $p(x)$ diretti secondo la tangente alla direttrice in corrispondenza del bordo stesso. Si ha così in luogo della [3] il seguente sistema di due equazioni integro differenziali nelle due incognite $n(x)$ e $p(x)$:

$$\int_0^l K_{uu}(x, \xi) n(\xi) d\xi + \int_0^l K_{uv}(x, \xi) p(\xi) d\xi = \int_0^x \left(\frac{N(\xi)}{EA} + \frac{M(\xi)h}{2EI} \right) d\xi \quad [5]$$

$$\int_0^l K_{vu}(x, \xi) n(\xi) d\xi + \int_0^l K_{vv}(x, \xi) p(\xi) d\xi = \int_0^x d\xi \int_0^\xi \frac{M(l)}{EI} dl$$

dove: E , A e I rappresentano le caratteristiche elastiche e geometriche della trave di bordo,

$N(x)$ e $M(x)$ rappresentano lo sforzo normale ed il momento flettente in una sezione generica di detta trave,

$K_{uu}(x, \xi)$, $K_{uv}(x, \xi) = K_{vu}(x, \xi)$, $K_{vv}(x, \xi)$ rappresentano le funzioni di influenza per spostamenti in corrispondenza dei bordi lungo le generatrici e secondo le tangenti alle direttrici per effetto di forze dirette rispettivamente secondo le une e secondo le altre.

La determinazione delle incognite è pertanto ricondotta, avendo sviluppato in serie le grandezze sotto integrale, alla soluzione di un sistema di due equazioni algebriche lineari non omogenee:

$$n_m \left(K_{uu}^{(m)} - \frac{8l}{m^2\pi^2} \frac{1}{EA} - \frac{2h^2l}{m^2\pi^2} \frac{1}{EI} \right) + p_m \left(K_{uv}^{(m)} + \frac{8hl^2}{m^3\pi^3} \frac{1}{EI} \right) = \frac{4\mathcal{N}_m}{m\pi E} \left(\frac{h^2}{2\pi I} - \frac{1}{A} \right) \quad [6]$$

$$n_m \left(K_{vu}^{(m)} - \frac{8hl^2}{m^3\pi^3} \frac{1}{EI} \right) + p_m \left(K_{vv}^{(m)} + \frac{32l^3}{m^4\pi^4} \frac{1}{EI} \right) = \frac{8hl}{m^2\pi^2} \frac{C_m \mathcal{N}_m}{EI}.$$

(6) Se si vogliono utilizzare dei cavi di precompressione disposti lungo una determinata generatrice φ^z basterà scrivere la [3] per quel particolare valore di φ , tenendo conto dell'effetto degli sforzi che si destano lungo le altre generatrici. Si ha così per un numero n di cavi disposti per esempio a distanza angolare $\varphi_{0/n-1}$, un sistema di n equazioni integrodifferenziali del tipo Volterra-Fredholm che contengono tutte le incognite perchè ogni generatrice risente dell'influenza della precompressione agente lungo le altre.

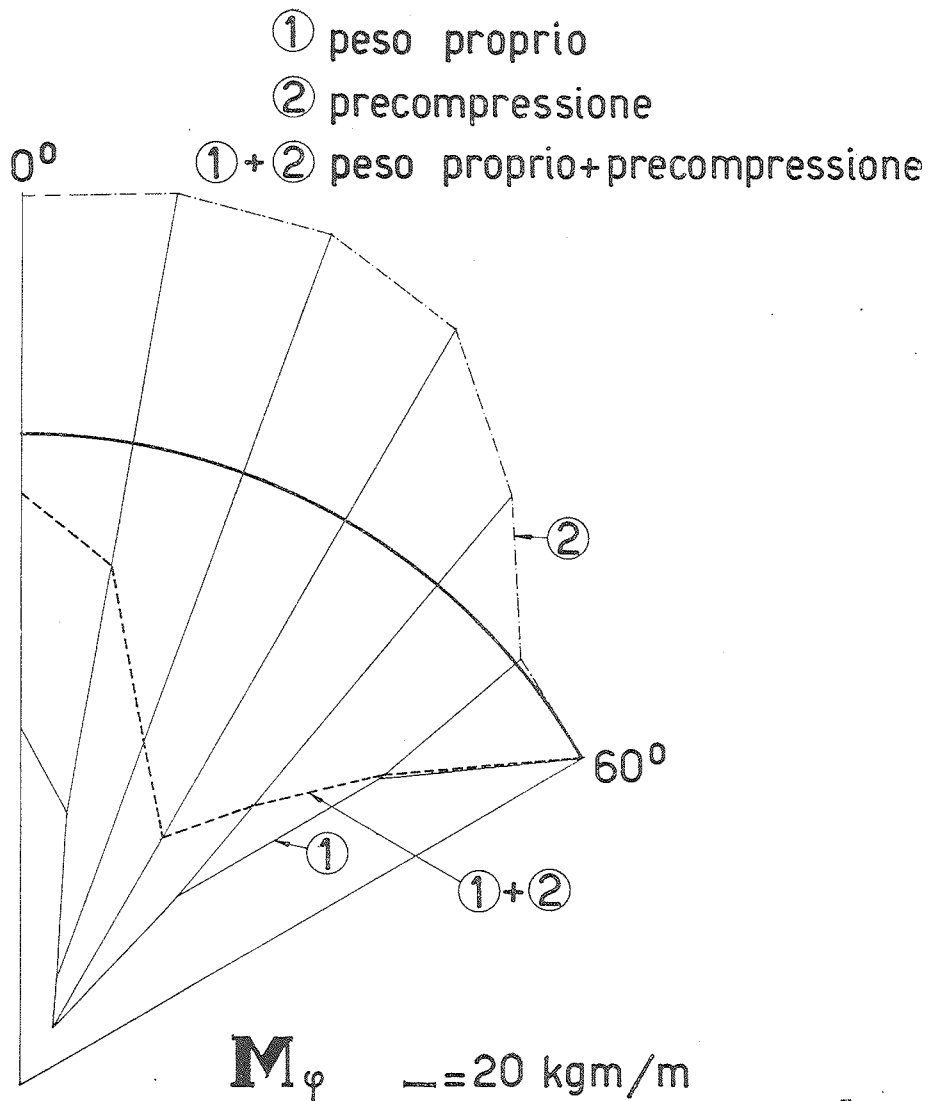


FIG. 4.

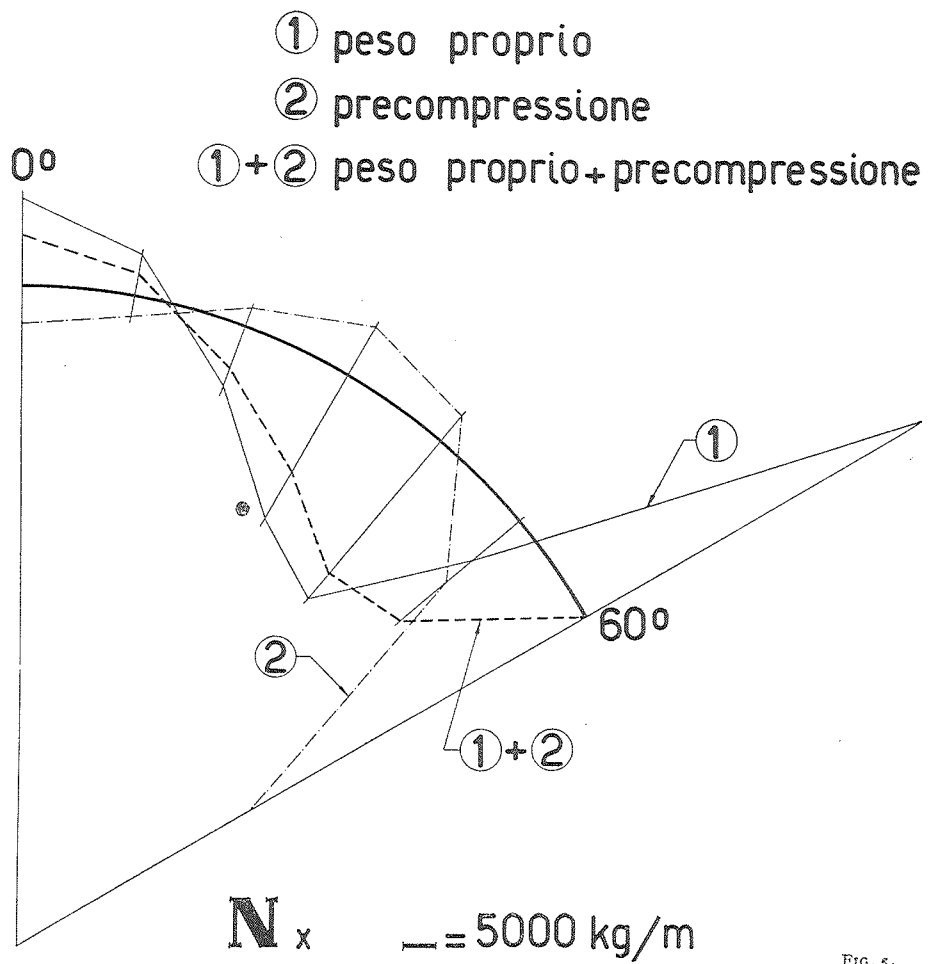


FIG. 5.

Determinati n_m e ϕ_n si può quindi risalire alle caratteristiche della sollecitazione espresse in funzione dell'ancora indeterminato sforzo di precompressione: quest'ultimo andrà fissato con la condizione più opportuna (v. pag. 1).

Per una voltina a profilo circolare di 120° di apertura avente le seguenti caratteristiche:

$$2l = 40 \text{ m} \quad R = 10 \text{ m} \quad \delta = 0,06 \text{ m}$$

precompressa secondo cavi alloggiati in travi di bordo di $0,08 \times 0,60 \text{ m}$ si sono avuti per il momento flettente trasversale M_φ e lo sforzo lungo le generatrici N_x i diagrammi ripostati in figura 4 e 5.

Si rileva che scegliendo lo sforzo di precompressione con la condizione di annullare le tensioni N_x ai bordi si ha una buona riduzione dei valori di quasi tutte le altre caratteristiche della sollecitazione.

3. Si può ancora, secondo quanto già accennato a pagina 2, realizzare efficacemente la precompressione a mezzo di cavi distesi sulla volta. Con riferimento alla fi-

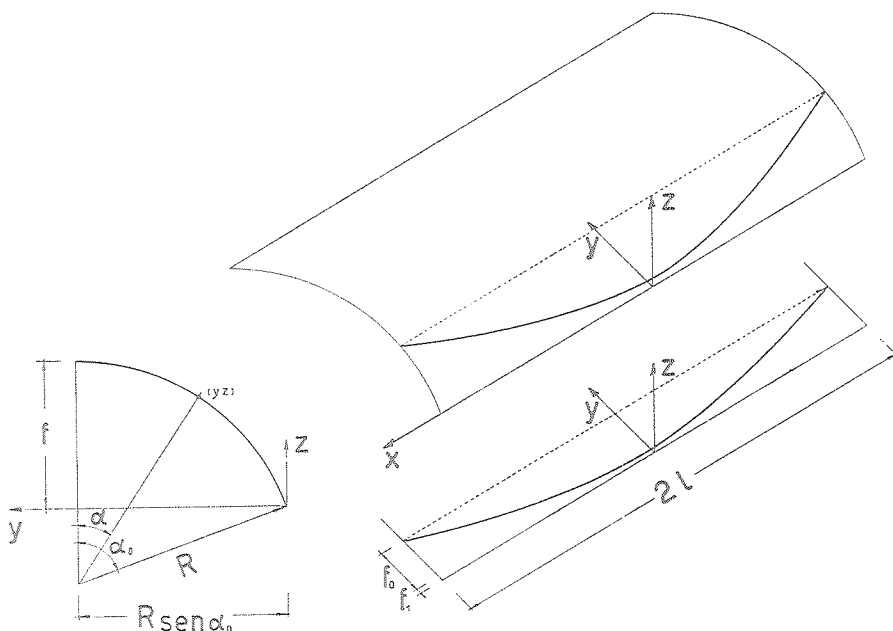


FIG. 6.

gura 6 si consideri la curva del cavo come intersezione di due cilindri, uno a sezione carabolica secondo il profilo del cavo e l'altro che ha lo stesso profilo della volta. Le equazioni dei due cilindri sono:

$$\begin{cases} f(y, z) = C \\ y = f_1 + f_0 \frac{x^2}{l^2} \end{cases} \quad [7]$$

che si possono anche scrivere in forma parametrica:

$$x = l \sqrt{\frac{y - f_1}{f_0}} \quad y = y \quad z = \varphi(y). \quad [7]$$

Se la volta è a profilo circolare di raggio R e di angolo di apertura $2\alpha_0$ si ha con il riferimento cartesiano assunto (v. fig. 6) l'equazione:

$$(y - R \operatorname{sen} \alpha_0)^2 + (z - (R - f))^2 = R^2. \quad [7]$$

Se si assume come parametro l'angolo a si ha ancora:

$$y = R (\operatorname{sen} \alpha_0 - \operatorname{sen} a) \quad z = R \cos a - (R - f).$$

Sostituendo l'espressione di y in funzione di a nelle [7] ove al posto della terza si ponga,

$$z = \sqrt{R^2 - (y - R \operatorname{sen} \alpha_0)^2} + (R - f)$$

si perviene alle equazioni parametriche:

$$x = x(a) \quad y = y(a) \quad z = z(a).$$

Se la volta è a profilo parabolico o la si vuole per semplicità assimilare in prossimità dei bordi ad una parabola di corda $2a$ e monta f , l'equazione corrispondente è:

$$z = f \left(1 - \left(\frac{y - a}{a} \right)^2 \right)$$

mentre la parabola proiezione orizzontale del cavo ha l'equazione:

$$y = f_1 + f_0 \frac{x^2}{l^2} .$$

Le due equazioni scritte definiscono la curva sghemba lungo la quale è disteso il cavo: esprimiamo tutto in funzione di y :

$$x = l \sqrt{\frac{y - f_1}{f_0}} \quad y = y \quad z = f \frac{2 a y - y^2}{a^2} . \quad [7'']$$

Bisogna poi determinare la distribuzione di sforzi nella volta secondo la curva definita dalla [7'] o dalla [7''] e stabilire secondo quanto già detto a pagina 4 le equazioni integrali che risolvono il problema. Naturalmente le difficoltà che comporta una soluzione rigorosa non sono poche; a queste vanno aggiunti altri due inconvenienti: uno di carattere pratico consistente nel piazzamento del cavo secondo la curva richiesta, tenuto conto della sottigliezza dello spessore e l'altra di carattere teorico dovuto ad alcune azioni parassite che nascono per il fatto che la spinta a vuoto creata dalla messa in tensione del cavo non equilibra la spinta della volta (7).

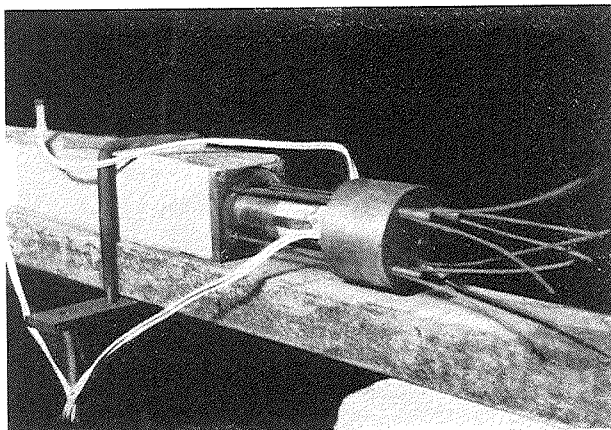


FIG. 7.

Esperienze su di una voltina sottile precompressa

1. La ricerca sperimentale effettuata riguarda una voltina sottile a profilo semicircolare ($\delta = 0,03 \text{ m}$, $R = 0,41 \text{ m}$, $2l = 2,40 \text{ m}$) armata con un rete metallica di $\varnothing 6$ e munita di timpani all'estremità, precompressa secondo cavi rettilinea alloggiati in due travetti di bordo non armati di $0,08 \times 0,08 \text{ m}^2$. Durante il getto si è realizzato a parte un terzo travetto delle stesse dimensioni da utilizzare per la preventiva messa a punto del dispositivo di precompressione e per una prima valutazione della caduta di tensione nei fili (8).

(7) La spinta a vuoto creata dalla messa in tensione del cavo si trova in ogni punto nel piano osculatore alla curva di equazione:

$$(X - x) (y' z'' - z' y'') - (Y - y) (x' z'' - z' x'') + (Z - z) (x' y'' - y' x'') = 0$$

e nel piano yz di equazione $X - x = 0$.

Si ha dall'intersezione l'equazione della retta:

$$(Z - z) (x' y'' - y' x'') = (Y - y) (x' z'' - z' x'') .$$

L'inclinazione della spinta a vuoto è fornita da:

$$\frac{Z - z}{Y - y} = \frac{x' z'' - z' x''}{x' y'' - y' x''} = z' - \frac{x' z''}{x''}$$

essendo $y' = 1$ e $y'' = 0$.

Resta quindi il termine parassita $-\frac{x' z''}{x''}$ la cui presenza ove si indichi con q la spinta equilibrata, equivale ad introdurre in ogni punto del tracciato del cavo una componente verticale, per unità di lunghezza data da:

$$q \frac{x' z''}{x''} .$$

(8) La cubatura totale impiegata tenendo conto dei provini prelevati per le prove a rottura e per la determinazione del modulo E risulta:

| | |
|---|--|
| Voltina | $3,14 \times 0,40 \times 0,03 \times 2,40 = 0,090$ |
| Tiranti di bordo | $3 \times 0,08 \times 0,08 \times 2,40 = 0,046$ |
| Timpani | $2 \times 0,08 \times 0,96 \times 0,40 = 0,062$ |
| Provini per la determinazione del carico di rottura a compressione. | $4 \times 0,20 \times 0,20 \times 0,20 = 0,032$ |
| Provini per la determinazione del modulo E | $2 \times 0,40 \times 0,16 \times 0,16 = 0,020$ |

0,250 m^3

2. La precompressione viene realizzata al seguente modo: ciascun tirante di bordo è attraversato da quattro fori del diametro di circa 9 mm ed è munito all'estremità di piastre metalliche $4 \times 8^1 \times 8\text{ mm}$ con fori in corrispondenza dei fori del tirante e con alloggiamento per ghiera cilindriche (diametro 80 , altezza 60 mm). Le ghiera sono in ferro comune e portano quattro fori dotati di leggera conicità in corrispondenza dei fori del tirante: nei fori di ogni ghiera possono essere forzati degli spinotti di acciaio di qualità, appositamente studiati e già collaudati, dotati anche essi di leggera conicità e muniti di scanalature per il passaggio delle quattro coppie di fili $\varnothing 3$ di acciaio armonico necessari per realizzare lo sforzo di precompressione: detti fili sono bloccati all'estremità dei tiranti per attrito e pressione laterale delle ghiera e degli spinotti. Lo sforzo di trazione occorrente a tendere i fili viene esercitato a mezzo di una pompa ad olio e di un martinetto tipo Morandi: al martinetto è stato aggiunto per la particolare esperienza che si descrive uno speciale pezzo conico per ridurre convenientemente la base di appoggio del martinetto contro la ghiera.

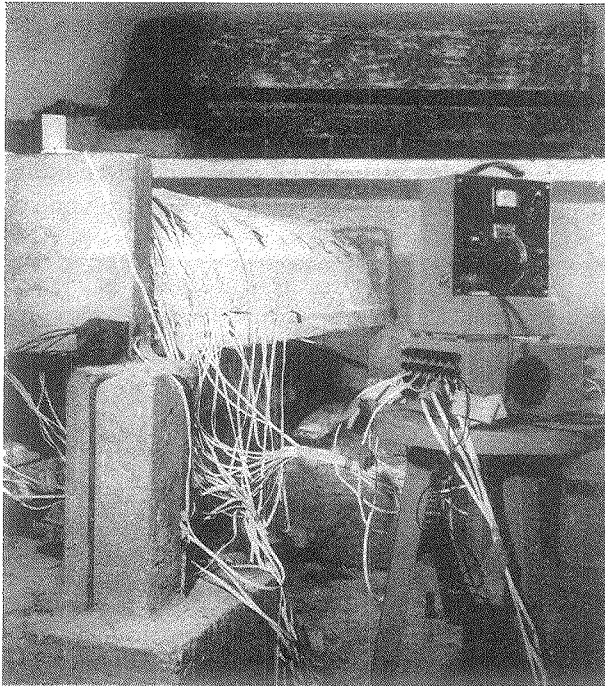


Fig. 8.

una sola estremità, all'altra estremità del tirante di bordo tra la piastra metallica e la ghiera è stato frapposto un distanziatore (fig. 7) cioè un cilindro di acciaio della lunghezza di circa 12 centimetri per consentire la precisa misura della tensione nei fili, a mezzo di due *strain-gages* disposti simmetricamente su ciascun distanziatore. Invece le tensioni che il carico e la precompressione destano nella voltina vengono misurate con un apparecchio Huggenberger a resistenza elettrica: quarantotto francobolli sono stati applicati in più punti della voltina secondo le generatrici e secondo le direttrici, sì da poter permettere uno studio completo dello stato tensionale nelle diverse condizioni di carico e di precompressione che si pensa di effettuare (fig. 8). Va messa in rilievo la speciale messa a punto per l'applicazione dei francobolli sul calcestruzzo: a tal fine in corrispondenza dei quarantotto punti di attacco sono state preparate altrettante superfici metalliche rese speculari e sgrassate con acetone a mezzo di uno speciale adesivo (*quick* metallico) sulle quali si è realizzato ottimamente l'attacco dei francobolli: una determinazione comparativa di moduli di elasticità ne ha confermato il buon funzionamento.

4. L'esecuzione delle prove è avvenuta al seguente modo: all'atto della sformatura il peso proprio agisce per intero in assenza di precompressione. L'effetto del peso proprio è però trascurabile rispetto ai sovraccarichi che si

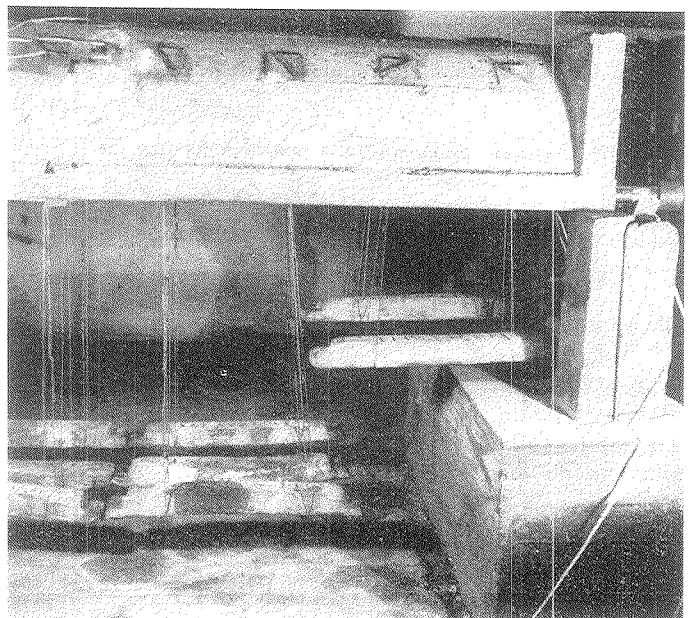


Fig. 9.

3. La misura della tensione nei fili armonici è stata effettuata al seguente modo: dato che lo sforzo di trazione viene esercitato da

applicheranno. Detti sovraccarichi vengono realizzati mediante pani di piombo (v. fig. 9) del peso ciascuno di *kg* 50 sospesi a fili metallici, fissati in punti equidistanti della volta in modo da realizzare una distribuzione di carichi il più possibile simile a quella del peso proprio. Ogni condizione di carico è stata realizzata mediante due file di pani del peso complessivo di 1200 *kg*. Prima di applicare ogni sovraccarico è stata esercitata un'opportuna precompressione tale da riportare le sollecitazioni nella struttura ai valori ammissibili (in particolare nei tiranti di bordo). Va osservato a tal proposito che, attesa la necessità di realizzare alternativamente per valori crescenti una precompressione ed una condizione di carico, si è resa necessaria l'applicazione di un sistema che consentisse lo sbloccaggio simultaneo degli spinotti. Tale sistema è costituito da una rondella filettata internamente che si avvita sulla ghiera portaspinnotto dalla parte del martinetto. Svitando la ghiera si possono trascinare con essa gli spinotti muniti per l'appunto di speciali teste (fig. 10). Con questo sistema lo sbloccaggio dei cavi avviene senza intaccare la superficie di contatto tra lo spinotto e la ghiera, consentendosi così la possibilità di operazioni ripetute.



FIG. 10.

5. Le prove sono attualmente in corso: dai primi risultati ottenuti si può rilevare un ottimo funzionamento dell'apparecchio di misura della tensione dei fili ed una forte riduzione della trazione ai bordi: i travetti prima compressi venivano successivamente scaricati dall'effetto del sovraccarico. Nelle esperienze preliminari eseguite sul travetto si è avuto durante una delle operazioni di messa in tensione dei fili un brusco rilasciamento di tre coppie di fili per cui il travetto è rimasto sollecitato unicamente lungo uno dei fori parallelamente allo spigolo: si è avuta un'improvvisa rottura in punti situati a un quarto dagli appoggi (fig. 11) quasi che per un fenomeno di instabilità si fossero manifestati dei ventri in corrispondenza di dette sezioni.

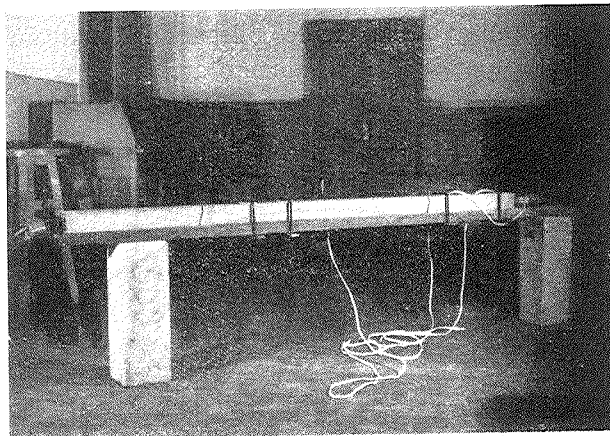


FIG. 11.

ELIO GIANGRECO

LA PRECOMPRESSIONE NEI PONTI AD ARCO SOTTILE E TRAVE IRRIGIDENTE

Premessa

La tecnica della precompressione da alcuni anni si è affermata nei più svariati tipi di strutture, dalle costruzioni per abitazioni alle travate da ponte, dalle volte autoportanti alle piste di atterraggio, per alcune caratteristiche peculiari del cemento armato precompresso che lo differenziano tanto da quello ordinario da farne un materiale del tutto nuovo.

I vantaggi connessi alla precompressione sono ben noti e fra essi viene considerato non ultimo quello derivante dalla possibilità di compensare, in tutto od in parte, l'effetto del peso permanente; si può dire che il precompresso è ritenuto tanto più vantaggioso quanto maggiore è il rapporto tra il peso proprio ed il carico accidentale, poichè la possibilità di sagomare l'asse dei cavi in modo opportuno è tanto maggiore quanto più piccola è la variazione delle caratteristiche della sollecitazione, variazione dovuta al carico accidentale.

Ferme restando le considerazioni precedenti, il precompresso può trovare utile campo di applicazione anche in strutture soggette a forti variazioni di momento: può essere un esempio abbastanza convincente al riguardo un esame dei vantaggi tecnici ed economici portati dalla precompressione nei ponti Maillart.

Alcune considerazioni di carattere generale sui ponti Maillart

I ponti ad arco sottile e trave irrigidente, detti anche ponti Maillart, sono, come è noto, costituiti da una voltina sottile collegata da stilate ad un impalcato di notevole rigidità flessionale (fig. 1).

Nell'ipotesi di collegamento arco-trave continuo, cioè assimilando le stilate ad un setto continuo lungo tutta la struttura, l'impalcato, per effetto del peso permanente, non risulta sollecitato.

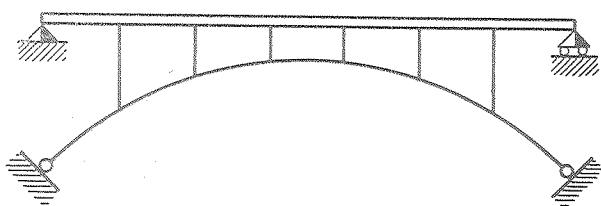


FIG. 1.

In effetti, a causa della discontinuità del collegamento, il peso proprio induce dei momenti nell'impalcato calcolabili come quelli di trave continua su appoggi fissi (1) e generalmente modesti rispetto ai momenti massimi dovuti al carico accidentale.

Il diagramma dei massimi e minimi momenti si presenta, trascurando l'effetto di trave continua, come in figura 2 e risulta simmetrico per archi di forma parabolica: infatti essendo in questo

caso nulli i momenti dovuti ad un carico uniforme agente su tutta la struttura (la curva funicolare di un carico uniforme è una parabola) deve essere per ogni sezione l'area positiva della linea di influenza del momento flettente uguale a quella negativa, da cui la simmetria suddetta.

Poichè l'asse dell'arco si discosta dalla parabola, essendo sagomato secondo la funicolare del peso permanente il quale non è uniforme ma aumenta dalla chiave alle imposte, i massimi momenti negativi risultano maggiori di quelli positivi (meno che in chiave naturalmente).

La differenza tra i massimi momenti negativi e positivi è comunque modesta.

(1) Costruttivamente viene gettata prima la voltina, e, una volta che questa abbia fatto presa, le stilatine e l'impalcato, allo scopo di prevedere una centina capace di sopportare il solo peso dell'arco. I cedimenti degli appoggi avvengono pertanto quando la trave non è ancora consolidata, e non influenzano la distribuzione di momenti. Va rilevato che non è possibile disarmare la voltina prima che abbia fatto presa l'impalcato a causa della instabilità globale della struttura. Il valore critico della spinta è infatti:

$$H_c = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$$

dove I è il momento di inerzia del solo arco I_a , quando l'impalcato è inerte, la somma dei momenti di inerzia dell'arco e della trave $I_a + I_t$ quando tutta la struttura è consolidata. Essendo il rapporto I_t/I_a variabile da 30 a 100 è immediato verificare quanto detto.

Tenendo conto della discontinuità del collegamento arco-trave il diagramma della figura 2 si modifica come nella figura 3.

Il tipo di struttura in esame è dunque soggetto a sollecitazioni alternate, non molto diverse in valore assoluto e di segno opposto, per cui non si può prevedere un andamento dei cavi tale da

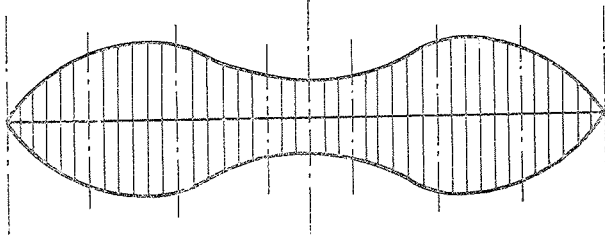


FIG. 2.

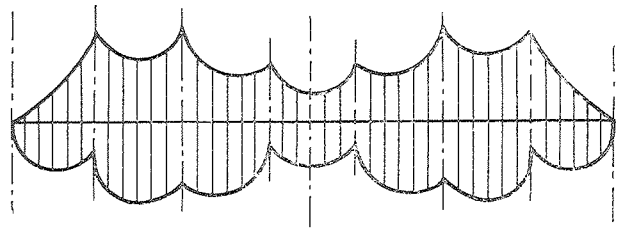


FIG. 3.

generare un diagramma di momenti che si sottragga a quello preesistente, ma solo generare una precompressione che riduca a zero, o ad un valore accettabile, la sollecitazione massima di trazione, omogeneizzando la sezione.

Confronto economico per la sezione rettangolare

Si consideri una sezione rettangolare a doppia armatura sollecitata da un momento flettente che può variare in valore relativo, essendo M_f il valore assoluto. Per le aree di ferro $A_f = A'_f$ inferiori e superiori, si ha, con i simboli della fig. 4, trascurando il contributo del ferro compresso

$$A_f = \frac{M_f}{0,9 h \sigma_f} \quad [1]$$

essendo σ_f la sollecitazione ammissibile nel ferro.

Volendo precomprimere la sezione con un cavo baricentrico in modo da eliminare sollecitazioni di trazione si ha, essendo N la sforzo di precompressione

$$\frac{N}{b H} = \frac{M_f}{b H^2} 6 \quad \text{cioè} \quad N = 6 \frac{M_f}{H}$$

Indicando con σ_f^{ar} e A_f^{ar} la sollecitazione ammissibile nell'acciaio armonico e l'area resistente del cavo si ha:

$$A_f^{ar} = \frac{6 M_f}{H \sigma_f^{ar}} \quad [2]$$

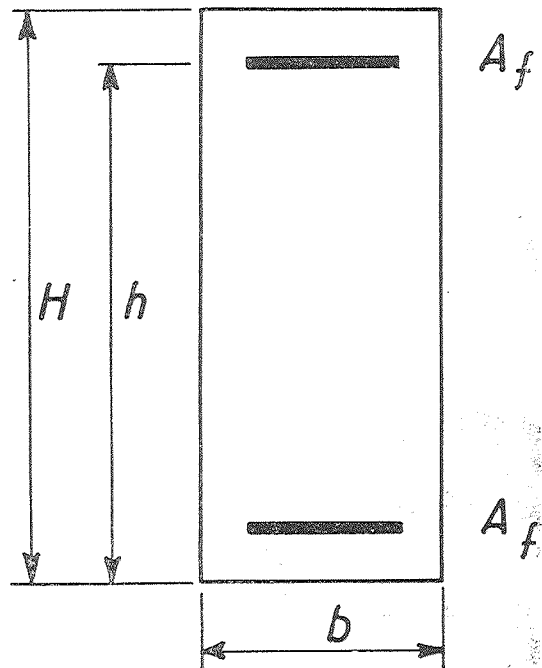


FIG. 4.

Dal confronto della [1] e [2] si ha per il rapporto β tra l'area di ferro necessaria nei due casi

$$\beta = 2,7 \frac{\sigma_f}{\sigma_f^{ar}} \frac{h}{H} \quad [3]$$

Ponendo:

$$\sigma_f = 1.400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f^{ar} = 10.000 \text{ kg/cm}^2$$

si ha:

$$\frac{h}{H} = 0,9$$

$$\beta = 2,7 \frac{1.400}{10.000} \cdot 0,9 = 0,34 \quad [4]$$

Per le staffe necessarie nel caso di doppia armatura, ricordando che sagomando tutti i ferri di una trave semplicemente appoggiata con carico uniforme si assorbe uno scorrimento pari ad 1,41 volte quello presente e che il regolamento impone di proporzionare le staffe in modo da assorbire metà dello scorrimento totale, e tenendo presente che i momenti sugli appoggi non modificano l'area totale del diagramma del taglio si ha, indicando con A_f^s l'area delle staffe:

$$A_f^s = \frac{2 \cdot A_f}{2 \cdot 1,41} = \frac{A_f}{1,41}$$

e quindi, per il volume γ^s del ferro delle staffe:

$$\gamma^s = (b + h) \frac{A_f}{1,41} \quad [5]$$

Volendo modificare la [4] tenendo conto delle staffe si ha:

$$\beta = 2,7 \left(1 - \frac{b + h}{2,82 l} \right) \frac{\sigma_f}{\sigma_f^{gr}} \frac{h}{H} \quad [4']$$

Dalle [4] [4'] si nota, per i rapporti usuali tra le grandezze che in esse figurano, un lieve vantaggio economico in favore della soluzione con doppia armatura, tenuto conto che al costo degli apparecchi di ancoraggio si contrappone la possibilità, nel caso di precompressione, di ridurre la larghezza b della sezione, essendo minore la massima sollecitazione di trazione nel calcestruzzo. Nel caso del Maillart risulta determinante, ai fini di un confronto economico, la possibilità, presentata dalla soluzione in precompresso, di prefabbricare le nervature dell'impalcato.

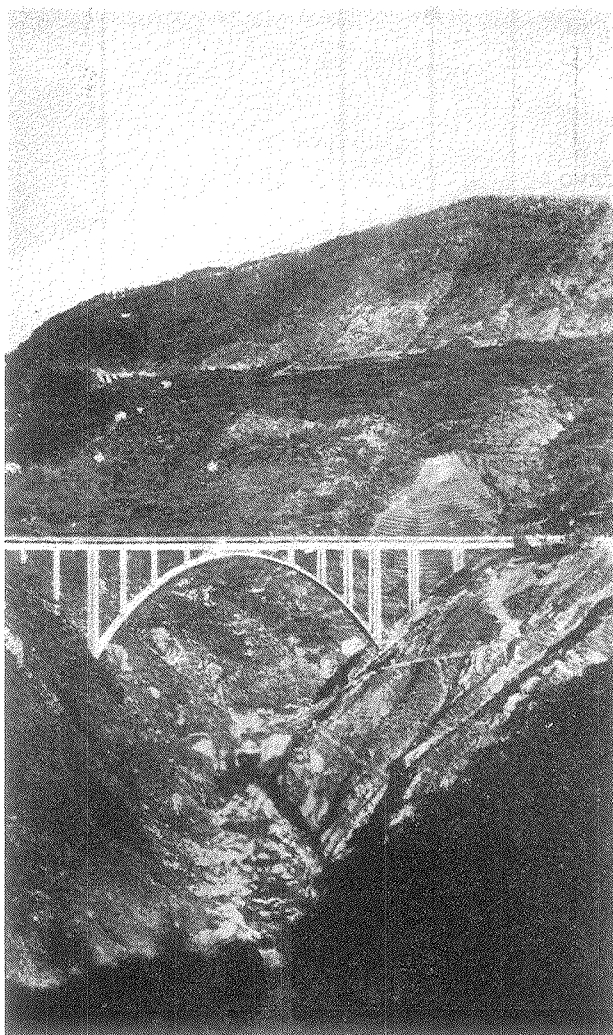


FIG. 5.

Confronto per il Maillart

Si riportano i dati relativi al confronto eseguito per un ponte in costruzione sul Vallone Corace, su progetto dei proff. Galli e Francio si con la collaborazione dello scrivente, per il quale ragioni contingenti obbligarono a scartare la soluzione in precompresso.

L'opera è disegnata nella figura 5, la luce è di m 80, la freccia di m 26,10. La sezione trasversale è in figura 6, ed era stata prevista invariata nella soluzione in precompresso per non ridurre l'inerzia della struttura. Erano previsti 36 cavi 12 Φ 7 baricentrici, l'andamento dei quali è visibile nella figura 7: si nota una lieve sagomatura, dovuta alla variazione della posizione del baricentro della sezione in presenza di controsoletta.

Le sollecitazioni massime per le due soluzioni risultavano rispettivamente $\sigma_f = 1400$ kg/cm^2 , $\sigma_c = 50$ kg/cm^2 e $\sigma_f^{gr} = 10.000$ kg/cm^2 , $\sigma_c = 100$ kg/cm^2 .

La soluzione in precompresso avrebbe consentito di gettare a piè d'opera le nervature in conci di lunghezza sufficiente da poter essere appoggiati direttamente sui montanti (la di-

stanza fra i montanti è m 8,88) con un risparmio previsto di lire 2.500.000 circa per le casseforme; inoltre una opportuna scelta dei programmi di lavoro avrebbe diminuito il tempo di noleggio delle centine nei tubi Innocenti con un ulteriore risparmio di lire 3.000.000.

!Per quel che riguarda il costo dei materiali dell'ampalcato la soluzione a doppia armatura risulta più onerosa di lire 500.000.

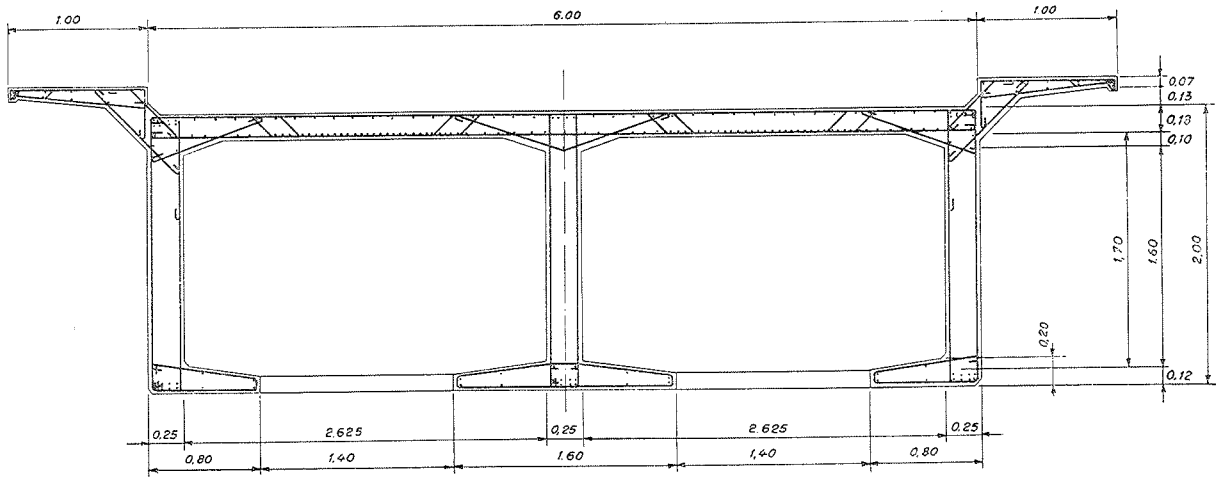


FIG. 6.

Da quanto sopra si deduce un aggravio di lire 5.000.000 per la soluzione a doppia armatura, al quale bisogna, aggiungere le spese generali inerenti all'esercizio del cantiere per un periodo notevolmente più lungo.

In conclusione l'aggravio è all'incirca pari all'8,4% del costo dell'opera.

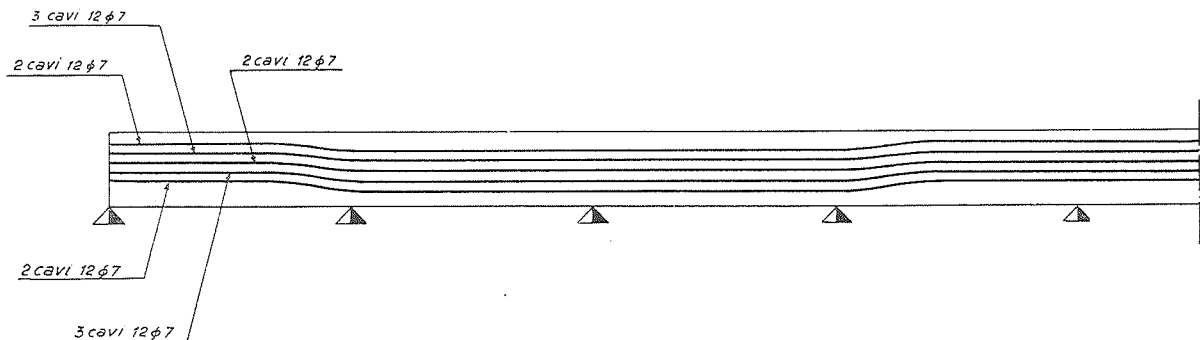


FIG. 7.

Dal punto di vista tecnico i vantaggi sono tutti a favore della soluzione in precompresso e possono così riassumersi:

1° migliori condizioni di lavoro per il materiale, risultando le sollecitazioni ancora variabili, ma sempre dello stesso segno;

2° diminuzione della trazione massima per effetto della precompressione;

3° omogeneizzazione della sezione che risulta tutta reagente: l'inerzia della struttura è pertanto quella prevista in sede teorica; il che può non essere vero per la soluzione con doppia armatura;

4° facilità di tiro dei cavi, che risultano pressochè rettilinei, e piccolissima perdita di carico per attrito. Non è necessario tirare i cavi da ambedue gli estremi.

Il calcolo

La presenza di cavi baricentrici, nelle usuali ipotesi di calcolo dei ponti ad arco sottile e trave irrigidente, non induce sollecitazioni nella struttura, oltre la compressione nell'impalcato.

In questo caso quindi, pur essendo la struttura iperstatica, il calcolo non viene ad essere complicato.

La precompressione induce delle sollecitazioni parassite quando si dispongono cavi cappello, come quello della figura 8, il che può essere utile per assorbire i momenti di trave continua ove questi risultino notevoli.

Il calcolo in questo caso si esegue partendo dalla conoscenza della linea di influenza della spinta: sostituito il cavo con le forze, concentrate e distribuite, da esso esercitate sulla trave (fig. 8)

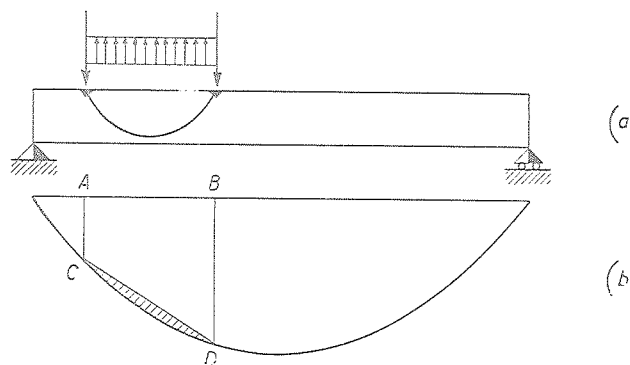


Fig. 8.

se ne considerano le componenti verticali (risultano trascurabili gli effetti delle componenti orizzontali) ottenendo, per cavo parabolico, lo schema della figura 8.

Risultando la somma delle due forze concentrate in A e B pari alla risultante del carico distribuito uniformemente da A e B , la spinta generata dal cavo H^* è data dal prodotto della intensità del carico distribuito per l'area compresa tra la corda CD e la curva CD (area tratteggiata).

I momenti parassiti nella generica sezione valgono H^*y dove y è la quota dell'asse della volta rispetto alla congiungente le imposte.

TULLIO RENZULLI

LA PRESOLLECITAZIONE NELLE STRUTTURE RETICOLARI

Si vuole studiare la possibilità di operare su strutture reticolari isostatiche delle distorsioni preventive, allo scopo di migliorare il regime tensionale in esse prodotto dai carichi esterni. Vengono considerate soltanto strutture caricate da forze concentrate nei nodi, cioè soggette prevalentemente a sforzi assiali nelle singole aste, e le coazioni preventive considerate sono soltanto degli accorciamenti di aste, ossia coazioni del tipo λ estese alla intera lunghezza di ogni asta.

Nel caso di strutture triangolate con nodi-cerniere, il problema è di risoluzione ovvia: la precompressione, mediante sforzi assiali preventivi, delle aste tese elimina ogni trazione dalla struttura, la quale risulta così costituita da aste tutte compresse. Giova soltanto osservare che il risparmio di acciaio realizzato grazie all'uso di acciaio armonico, non viene per nulla diminuito dalla necessità di accrescere la sezione di calcestruzzo delle aste presollecitate, giacchè dopo aver reso aderenti le armature di presollecitazione iniettando i cavi, non esiste per tali aste l'insidia dell'instabilità dell'equilibrio.

In realtà, almeno per strutture reticolari in cemento armato, i nodi sono incastri che possono senz'altro considerarsi rigidi, nel senso che impongono la eguaglianza delle rotazioni agli estremi delle aste in essi concorrenti; il sistema di sforzi assiali che si avrebbe trascurando tale solidarietà viene alterato dalla sovrapposizione di un sistema di sforzi flessionali, che vengono detti secondari. Infatti la presenza di coppie negli estremi di ogni asta, che consentono il rispetto della congruenza in essi, è necessariamente accompagnata da sforzi di taglio, i quali intervengono, insieme ai carichi esterni ed agli sforzi assiali, nell'equilibrio dei nodi. Secondo la pratica corrente, nel procedimento che segue si trascurerà tale influenza, in quanto piccola, e si supporrà che gli sforzi assiali e le conseguenti deformazioni (allungamenti, accorciamenti e rotazioni rigide delle aste) calcolate sulla struttura resa isostatica anche internamente con la sostituzione di nodi-cerniere ai reali nodi-incastri, possano senz'altro sovrapporsi agli sforzi ed alle deformazioni (momenti flettenti, tagli e rotazioni elastiche) secondarie.

Si consideri dapprima il più semplice schema di struttura reticolare, costituito cioè da due puntoni inclinati e da una catena orizzontale collegante le estremità inferiori di essi, e caricato da una forza verticale nel vertice (fig. 1). Gli sforzi normali di ognuna delle tre aste sono: sforzi di compressione $N_1 = N_1'$ nei puntoni, ed uno sforzo N_2 di trazione nella catena. Con i simboli indicati nella figura, risultano:

$$N_1 = N_1' = - \frac{P}{2 \operatorname{sen} \varphi} \quad N_2 = + \frac{P}{2 \operatorname{tang} \varphi}$$

e di conseguenza le variazioni di lunghezza sono:

$$\Delta l_1 = \Delta l_1' = - \frac{P}{2 \operatorname{sen} 2 \varphi} \frac{L}{EA_1} \quad \Delta l_2 = + \frac{P}{2 \operatorname{tang} \varphi} \frac{L}{EA_2}$$

Se i nodi fossero effettivamente dei nodi-cerniera, queste variazioni di lunghezza provocherebbero soltanto le rotazioni rigide dei puntoni:

$$\omega = \frac{2 \cos \varphi}{L} \frac{P}{4 \operatorname{tang} \varphi} \frac{L}{E} \left(\frac{1}{A_1 \operatorname{sen} 2 \varphi} + \frac{1}{A_2} \right)$$

La eguaglianza delle rotazioni degli estremi, fa sorgere dei momenti flettenti variabili con legge lineare lungo i puntoni e costante lungo la catena, che agli estremi attingono i valori:

$$M_a = t_1 \frac{6 EI_x}{l_1} \omega \quad M_c = \left(1 - \frac{1}{2} t_2 \right) \frac{6 EI_x}{l_1} \omega$$

in cui I_z è il momento di inerzia della sezione dei puntoni (supposta costante) e t_1 e t_2 sono i coefficienti di ripartizione alla Cross nel nodo A.

In questo caso, poichè l'asta 2 non ruota, i momenti secondari dipendono da un unico parametro: la rotazione rigida dei puntoni. È perciò possibile, mediante l'applicazione di una precompressione di valore tale da produrre nell'asta 2 l'accorciamento:

$$\Delta' = \frac{P}{4 \tan \varphi} \frac{L}{E} \left(\frac{I}{A_1 \sin 2\varphi} + \frac{I}{A_2} \right) 2 \sin \varphi$$

provocare una rotazione rigida eguale e contraria a quella provocata dai carichi: conseguentemente si annullano i momenti secondari.

Volendosi limitare ed eliminare la sollecitazione principale di trazione nell'asta 2, basterebbe esercitare una precompressione pari ad N_2 , con il che il valore dei momenti secondari sarebbe ridotto della aliquota dovuto all'allungamento dell'asta 2 stessa.

In generale, però, l'annullamento di tutti i momenti secondari non è possibile quando aumenta il numero delle aste, e quindi il numero di parametri da cui essi dipendono (pari al numero

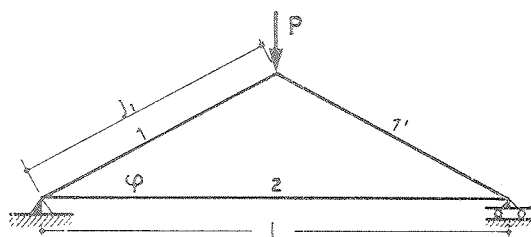
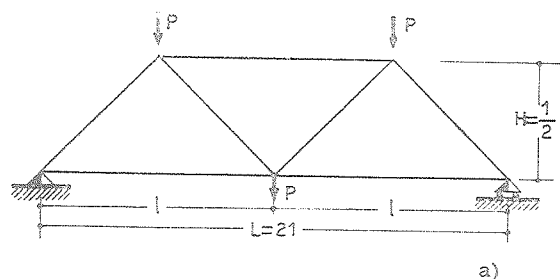
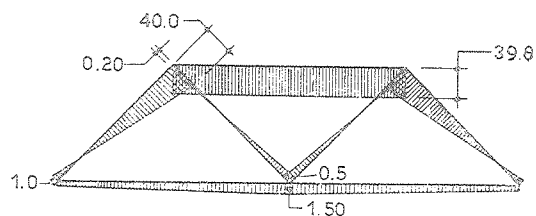


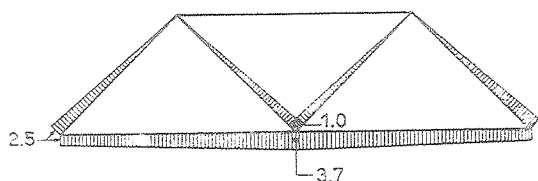
FIG. 1.



a)

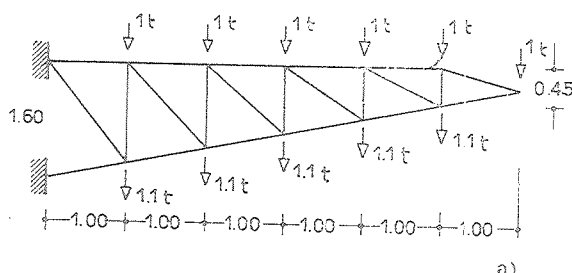


b)

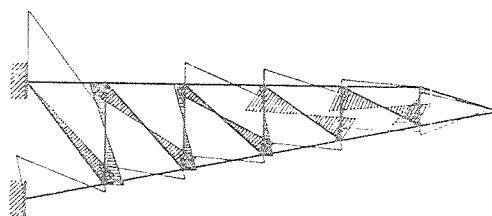


c)

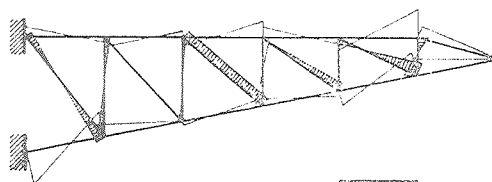
FIG. 2.



a)



b)



c)

0 1 2 3 4 5 - 10² kg. m.

FIG. 3.

delle aste che subiscono rotazione rigida per effetto degli sforzi principali) supera il numero delle aste tese, soltanto sulle quali è conveniente esercitare assegnate precompressioni.

Per la risoluzione del problema della riduzione dei momenti secondari in una generica travatura reticolare mal si prestano i metodi di determinazione di essi attualmente adoperati, che utiliz-

zano la conoscenza degli spostamenti relativi tra i nodi. Per conoscere tali quantità, infatti, è necessario ricorrere al procedimento grafico di Williot oppure, in via analitica, all'applicazione del principio dei lavori virtuali tante volte quante sono le aste della struttura. Si espone perciò un procedimento per la determinazione dei momenti secondari che utilizza le linee di influenza di coazioni. Questo procedimento, particolarmente adatto per lo studio della influenza della deformazione assiale di ogni singola asta sul valore di ogni singolo momento secondario, è di applicazione generale, e riesce più spedito di quelli attualmente usati anche quando tale dettagliata conoscenza non è richiesta.

Si è visto come causa prima della presenza dei momenti secondari siano le variazioni di lunghezza delle aste provocate dagli asforzi principali: queste variazioni di lunghezza possono considerarsi come delle coazioni del tipo λ , costanti lungo ogni asta. Operando sul sistema effettivo, cioè costituito da aste collegate da nodi incastro, è possibile determinare la linea d'influenza del momento flettente di una qualsiasi sezione per coazioni del tipo λ , quale diagramma degli sforzi normali prodotti da un sistema di forze in equilibrio che provochi, avendo operato un taglio nella sezione considerata, una rotazione relativa unitaria delle due facce del taglio ossia prodotto da una distorsione del tipo μ nella sezione considerata.

Poichè per ogni condizione di carico si effettua la determinazione degli sforzi principali, da questi è immediato il calcolo delle conseguenti variazioni di lunghezza. Il valore del momento secondario nella sezione per la quale si è tracciata la linea di influenza viene dato dalla espressione:

$$M = \sum \eta_i \Delta_i$$

in cui η_i è l'ordinata della linea di influenza e Δ_i la variazione di lunghezza prodotta dai carichi nella generica asta i -esima.

La conoscenza dell'intero sistema di sforzi flessionali prodotti da un certo numero di sistemi di carichi esterni, necessiterebbe del tracciamento di tante linee di influenza quanti sono i momenti di estremità delle aste, ossia $2m - n$ linee di influenza, essendo m il numero delle aste ed n quello dei nodi.

In effetti per la pratica progettazione, può essere sufficiente la conoscenza del momento secondario soltanto in un numero limitato di sezioni, il che riduce il lavoro necessario rispetto ai metodi utilizzando sistemi di equazioni; per di più, la determinazione dei momenti in una data sezione per effetto di varie condizioni di carico, richiede soltanto la conoscenza delle deformazioni per sforzo assiale da queste prodotte, ossia la parte più laboriosa del procedimento non deve essere ripetuta.

Si espone ora in dettaglio la pratica del procedimento.

Supposta applicata una cerniera all'estremo dell'asta in cui si vuole conoscere il momento secondario, vi si applicano due coppie unitarie esterne uguali e contrarie, e, mediante una diffusione alla Cross, si determinano i valori dei momenti agli estremi di tutte le aste. Poichè in ogni asta il momento varia linearmente, la somma dei momenti estremi divisa per la lunghezza fornisce il valore del taglio, costante, in ogni asta. L'equilibrio alla traslazione di ogni nodo è assicurato dalla presenza di sforzi assiali nelle aste, aventi in ogni nodo risultante eguale e contraria a quella dei tagli. Graficamente mediante poligoni di equilibrio, oppure analiticamente, si determinano i detti sforzi assiali. Il valore dello sforzo assiale, costante, in ogni asta rappresenta la ordinata della linea di influenza relativa all'asta stessa, a meno di un fattore di proporzionalità, che qui di seguito si determina.

La definizione di linea di influenza richiede che la distorsione impressa alla sezione data sia unitaria, mentre invece si è costruito il diagramma provocato da un sistema di due coppie unitarie: i valori del diagramma vanno perciò divisi per il valore della rotazione relativa fra le due facce della sezione distorta. Per il sistema distorcente applicato, il lavoro dello sforzo normale nella struttura è trascurabile rispetto a quello del momento flettente, essendo di un ordine di grandezza 10^{-4} volte minore di questo: la detta rotazione relativa può perciò calcolarsi come somma delle rotazioni assolute delle due facce della sezione, con le formule usuali delle travi inflesse applicate alle aste concorrenti nel nodo in cui si è posta la cerniera. Non resta ora che calcolare la sommatoria già detta.

È possibile influire sul valore dei momenti secondari soltanto mediante accorciamenti da imprimere alle aste tese: ossia si potranno annullare almeno tanti momenti di estremità quante sono le aste tese: in tal caso il problema è univocamente determinato, nel senso che i valori delle coazioni da imprimere alle aste saranno determinati da un sistema di equazioni di tante equazioni quante sono le incognite. Si può però rinunciare ad annullare alcuni dei momenti, e scegliere invece, caso per caso, il sistema di coazione che produce un *optimum* globale, nel senso di ridurre opportunamente i valori di tutti i momenti secondari.

La figura 2-*b* rappresenta il diagramma dei momenti secondari, calcolati per lo schema della figura 2-*a*; sono state determinate le precompressioni da esercitare sulle aste tese, con la condizione di annullare i momenti maggiori, ottenendo il diagramma della figura 2-*c*.

Il diagramma della figura 3-*c* deriva invece da quello della figura 3-*b*, avendo imposto nella determinazione delle coazioni, la condizione di non superare in alcuna sezione un prefissato valore del momento; il valore della precompressione su ogni asta tesa è stato in tal caso determinato per tentativi.

MARIO LOCASCIO

APPUNTI SUL CONTRIBUTO DEL “PRECOMPRESSO”, ALLA SOLUZIONE DI ALCUNI PROBLEMI STRADALI

Nel X Convegno della Strada, tenuto in Bolzano a fine dello scorso aprile, davanti un postulato che è comune a tutta l'ingegneria, ma che qui si poneva in tutta la sua difficoltà ed importanza, e cioè il dover far fronte a grandi esigenze con piccoli mezzi, accennai al contributo che avrebbe potuto essere dato, sia dal punto di vista tecnico che da quello economico, da applicazioni delle nuove strutture precomprese.

Naturalmente non potetti che limitarmi a pochi cenni, ma in conversazioni che seguirono con alcuni congressisti, ebbi a convincermi che l'argomento, da parte di molti, non era sufficientemente conosciuto e, in particolare, che alcuni, oltre ad affacciare dubbi ormai superati, si limitavano ad un raffronto tra le strutture calcolate con i consueti sistemi e quelle eseguite con le teorie della precompressione: in altri termini — avendo generalmente a base di ogni ragionamento quanto riguarda i ponti, che è indubbiamente, oggi, la più diffusa tra le applicazioni — ci si limitava al raffronto di costo con l'uno o con l'altro sistema, considerando, al massimo, i vantaggi della lavorazione in cantiere e della messa in opera sollecita ed agevole.

Ma si trascurava, di massima, l'inquadramento della struttura nel quadro più vasto dell'opera da eseguire e cioè i benefici conseguenti al poter usare delle strutture di dimensioni sensibilmente minori di quelle che sarebbero altrimenti necessarie con i metodi consueti. Ed allora ci è sembrato possa essere effettivamente utile ed opportuna una memoria modesta, che, senza altezza scientifica, ma con aderenza a problemi pratici di attualità, richiamasse l'attenzione dei tecnici su alcuni argomenti di tecnica stradale e, per logica derivazione, li movesse a considerare altre possibilità d'impiego: e questo ci è parso tanto più opportuno in quanto la nostra situazione ci consiglia l'impiego del precompresso e cioè di un sistema che, con elevato magistero di materiali e di mano d'opera, porta ad economie di consumo di quanto ci manca o, per lo meno, ci è scarso.

Questo il presupposto dal quale abbiamo preso le mosse per indicare sommariamente alcune tra le svariate applicazioni del precompresso nelle opere stradali, arrecando vantaggi sia di per sè che nel quadro generale del lavoro da eseguire, specie considerando la nostra particolare situazione di fronte al problema dell'adeguamento della rete stradale al traffico che cresce secondo una legge di progressione geometrica.

Per quanto ai ponti omettiamo di accennarne, perchè è questo il settore nel quale si sono avute, anche in Italia, finora, le maggiori e più numerose applicazioni, spesso geniali, con innegabili buoni risultati pratici, confermati, ormai, da lunghi anni di perfetto funzionamento. Ci limiteremo dunque, nel passare ad accennare ad impieghi che già si sono avuti nel settore delle pavimentazioni, a ricordare quanto a dette pavimentazioni eseguite precisamente su ponti.

Tali applicazioni che spesso abbinano altre funzioni di resistenza, di legamento e di controventamento ed irrigidimento, realizzando in tal modo una collaborazione tra le varie strutture, tecnicamente felice ed economicamente vantaggiosa, riescono assai meno pesanti di quelle ottenute con i consueti sistemi. In conseguenza di tale constatazione non solo si è fatto ricorso a dette pavimentazioni precomprese armonizzandole con le membrature di nuovi ponti parimenti in precompresso, ma sono state adottate pure su ponti già esistenti, al posto di altre pavimentazioni di maggior peso, mettendoli anche in grado di sopportare un carico superiore corrispondente alla differenza di peso delle due strutture.

Questo è stato di alta importanza, perchè ha permesso di adeguare la portanza di opere d'arte costruite da tempo ai maggiori tormenti imposti dal traffico automobilistico, che tende, nel progredire, a carichi sempre più pesanti ed a velocità sempre più alte.

Invece, finora almeno, nelle comuni pavimentazioni cementizie stradali, pur avendo dati buoni risultati dal punto di vista tecnico (massime evitando fessurazioni, assicurando completa impermeabilità, richiedendo meno giunti, ecc.) non ha arrecati vantaggi parimenti apprezzabili dal lato economico. Bisogna ricordare al riguardo che, da noi, appunto per ragioni di spesa, tali pavimentazioni vengono armate solo in casi eccezionali, mentre ci si limita generalmente a gettare lastroni in cui

lo spessore viene tenuto non superiore a 20 cm (il Comune di Milano adotta spessori di 18 cm, scendendo anche a meno in caso di buon sottofondo) ed allora l'economia che otteniamo con il minore spessore del lastrone di calcestruzzo è neutralizzata dagli altri oneri (1).

Più favorevolmente si presenta la situazione per quanto riguarda gli aeroporti, specie per le piste, che oggi richiedono spessori notevoli e sempre crescenti in relazione all'aumento di peso degli aerei — negli S.U.A. si è giunti a 60 cm — massime per gli aeroporti più importanti. Infatti, per ricordare alcuni dati, lo spessore della pavimentazione (*indipendentemente dalle altre strutture portanti e di ripartizione*) è da 30 cm (London Airport, Kloten, ecc.) a 25 cm (Caselle Torinese). In questo ultimo come è noto, venne anche costruita una lastra in precompresso di m 11,60 per 10,85, dello spessore di soli 10 cm, e cioè del 40 % dello spessore occorso per la pavimentazione normale. Nell'aeroporto di Orly, con uno spessore di 30 cm per il resto della pista, se ne ha uno di 16 cm per la parte in precompresso.

Qui, dunque, il risparmio è maggiore, tanto più che si deve tener conto pure di quello che sarà possibile realizzare nelle sottostrutture, cui abbiamo accennato. Poiché le prove già fatte, e tra esse quella di Orly e di Caselle, hanno dati risultati più che incoraggianti e sono state inoltre ricche di insegnamenti, si deve sperare che si avranno nuove applicazioni, che porteranno a perfezionamenti tali da generalizzare tale tecnica costruttiva, curando il fattore economico, sì da assicurarne la convenienza: infatti opere sperimentali eseguite in speciali condizioni e con limitata entità non possono essere che largamente indicative per quanto riguarda i dati di costo.

Va considerato che sensibili progressi potranno essere realizzati al riguardo (anche con una ben intesa collaborazione tra cattedra e cantiere, tra progettista e costruttore) e che si avrà un'evoluzione costruttiva derivante come base dallo studio di quanto già fatto: è quindi legittimo sperare che non tarderanno, a partire appunto dalle piste dei principali aeroporti, a verificarsi nuove applicazioni di maggiore estensione, che porteranno a scala industriale quelle sperimentali finora realizzate.

È nostra convinzione che i risultati saranno soddisfacenti e questo a partire da quei tratti che sono su terreno non favorevole a costruzioni stradali e richiedono quindi particolari cure a cominciare da fondazioni e speciali sottofondi, e cioè, per ricorrere a significativa analogia, là dove ora, nelle pavimentazioni cementizie, si fa ricorso ad armatura anche quando non si ha abbondanza di ferro a buon mercato.

Prima di passare ad altro argomento, desideriamo ricordare il contributo che può arrecare il precompresso non tanto alla costruzione di quei manufatti che non richiedono speciale magistero in quanto non sono sottoposti ad eccezionali tormenti e quindi hanno limitato spessore (alcuni tubi e fognoli; fossetti di guardia e di drenaggio; pietre miliari . . .), quanto di altri che debbono essere in grado di sopportare forti sollecitazioni o, meglio, nel caso del precompresso, di reagire in modo attivo alle sollecitazioni stesse.

Ad esempio rammenteremo che ora cominciano ad avere provvida applicazione speciali strutture curve, di cui già esistono diversi tipi, che, disposte in punti di maggior pericolo, sull'orlo della sede stradale impediscono alle auto che le investono, anche a velocità elevata, di uscire di carreggiata: infatti la loro sagoma è tale da riportare sulla strada la ruota che tenda a fuoruscire e questo senza che si abbiano a lamentare altri inconvenienti. Noi riteniamo che qui (al pari di altri casi del genere) possa essere ben indicato l'uso di una struttura che già abbia incamerate in sé adeguate forze reagenti al tormento eventuale; ne sarà così provvidamente accresciuto il numero di quei manufatti stradali in precompresso, che già sono entrati nella pratica, come per esempio, travi costituenti brevi ponti, che possono così essere costruiti conrapidità e con elevata sicurezza.

Al concetto economico precedentemente espresso e cioè che il raffronto tra un'opera realizzata con i consueti metodi e con quelli del precompresso debba esser fatto tenendo conto della spesa globale e non limitandosi a quella della sola struttura, se ne debbono aggiungere, ad integrazione, due altri riguardanti la funzionalità e il tener conto della spesa sostenuta dall'utenza cui l'opera stessa è destinata a servire.

Il primo concetto ci è stato chiaro leggendo varie memorie pubblicate in argomento e riflettendoci sopra; il secondo per affinità con quanto rilevato in altra sede circa l'economia dei trasporti e cioè che non ci si deve limitare a considerare in sé il costo di una data opera, ma che esso va

(1) H. DOLLET e M. ROBIN: *La route expérimentale en béton précontraint de Bouwg-Servas*, in « Travaux », gennaio 1954.

posto nel quadro completo di quel trasporto: e quindi la spesa per una strada va riferita ai benefici che essa produce, a quel modo che, nei trasporti ferroviari, nella determinazione dei costi di esercizio, sono contemplate tutte le spese, dalle rotaie al locomotore.

In quanto segue terremo dunque presenti anche questi due altri aspetti delle finalità da raggiungere e preghiamo di considerarle, quasi sottintese, anche se omettiamo, a volte, di richiamare in merito l'attenzione del lettore. E veniamo ora a un gruppo di provvidenze di viabilità sotterranea, destinate a contribuire molto efficacemente alla risoluzione di problemi di traffico urbano che sono, da noi, di particolare importanza e di difficile soluzione.

La sensazione di buone possibilità d'impiego del precompresso ci venne data dalla lettura (1) di quanto fatto a Londra, nel sobborgo di Leyton, dove era stato costruito, nella difesa dalle inondazioni del Lee, un canale sussidiario largo circa *m* 17,50 con fondo e pareti in calcestruzzo. Per l'espansione successivamente verificatasi, si dovette procedere a ricoprirlo e questo senza ridurre la sezione del canale e senza creare sensibile dislivello tra sommità della copertura e zone circostanti. Logico, con queste premesse, il ricorrere a strutture in precompresso ed infatti si provvide con travi lunghe 18 *m*, alte 75 *cm*, con ali larghe 60 *cm* e aventi costola di 10 *cm*: il collaudo fu più che soddisfacente in quanto si ebbero cedimenti solo dopo aver raggiunte 27,98 *t*, mentre i primi avvertimenti si verificarono sotto 19,3 *t* e i primi segni di collasso a 21 tonnellate.

Ora, in lavori sotterranei, dove il cemento è particolarmente indicato in quanto non soffre per umidità o altro, poter avere strutture orizzontali sensibilmente meno alte di quello che sarebbe necessario con i consueti sistemi, è di grandissima utilità pratica. Va considerato anzitutto che, a rendere molto onerose tali costruzioni, intervengono le acque freatiche, la cui abbondanza ed il cui livello sono spesso tali da costringere a provvedimenti il cui costo cresce notevolmente con il crescere della profondità che si deve raggiungere. Ora il poter diminuire, sia pure di alcune decine di *cm*, lo spessore delle strutture orizzontali significa, all'atto pratico, ridurre notevolmente tale grave onere ed, a volte, addirittura eliminarlo.

Ricorderemo, ad esempio, che, in Roma, e precisamente nella parte bassa della città, qualora si adottassero, nella sezione delle gallerie per la metropolitana forme moderne a piattabanda, consigliabili anche per criteri di esecuzione dei lavori in relazione a opere a cielo aperto e senza totale interruzione del traffico, si potrebbe, con l'uso del precompresso, tenersi praticamente al disopra delle dette acque freatiche. E citeremo, tra gli altri vantaggi che ne deriverebbero, la rapidità di esecuzione e il fatto importantissimo che, tenendo relativamente alto il piano delle gallerie, si recherebbe minimo danno ai fabbricati limitrofi le cui fondazioni sarebbero, generalmente almeno, più profonde: si consideri che spesso tali edifici hanno pregio d'arte e di storia.

Del pari ci sembra da studiare, sia pur con prudenziali possibilità di cautela, l'eventualità di far collaborare staticamente la pavimentazione, se del caso usando adeguati rivestimenti lapidei, di blocchetti artificiali o simili, ben ancorati e saldati.

Accenniamo ad altre possibilità di applicazioni del genere, limitandoci, logicamente, alle principali: negli autoposteggi ed autorimesse sotterranee (e anche in quelle in elevazione e in quelle in parte sotto e in parte sopra terra) non di rado il precompresso consentirà di costruire un piano di più di quanto sarebbe stato altrimenti possibile o conveniente, qualora si dovessero adottare i sistemi abituali; per i sottopassaggi pedonali si potrà ridurre il dislivello necessario e, in conseguenza, il numero degli scalini o la lunghezza delle scale mobili di accesso; per rivestimento di gallerie stradali l'uso del precompresso potrà portare a riduzioni di sezioni di scavo ed a celerità di esecuzione, oltre che ai consueti benefici, tra cui buona impermeabilità... e potremmo continuare se non credessimo di aver data già una scorsa sommaria all'argomento, sfiorandolo tuttavia in modo sufficiente ad aver dato lo spunto che invogli, in considerazione dei molteplici e svariati vantaggi offerti dal precompresso, a maggiori studi specifici e, soprattutto, a concrete opere, che, inoltre, risultino utili per contribuire a risolvere i problemi del traffico urbano.

Solo ci sia dato accennare, sempre per quanto riguarda la metropolitana di Roma (e l'osservazione potrà valere per altri casi analoghi), ai vantaggi che tronchi cosiffatti, e cioè pressochè superficiali, sono in grado di arrecare nel passaggio del Tevere: essi infatti consentono, per le linee metropolitane, di evitare il costosissimo ed arduo sottopassaggio del fiume, che potranno, invece, passare in superficie, per esempio con snelli ponti in precompresso. Anche questo è un prezioso contributo del precompresso a rendere possibili e razionali lavori che altrimenti avrebbero potuto essere

(3) Vedi *Concrete Quarterly*, n. 16 del 1953.

stimati tanto onerosi da consigliare a ripiegare su soluzioni di compromesso, snaturando l'assenza vera di tale mezzo di comunicazione. Auguriamoci che l'Italia sia, tra le nazioni civili, all'avanguardia per tali importanti applicazioni.

Altro importante gruppo di possibile impiego del precompresso è dato, massime nelle strade extra urbane, da quanto riguarda la sistemazione d'incroci e la soppressione dei tanto pericolosi e dannosi passaggi a livello ferroviari.

Per quanto riguarda, in genere, i muri di sostegno di terre, di notevole altezza o di particolare delicatezza, la precompressione potrà portare vantaggiosi risultati sia per il raffronto delle due strutture in sé che per occupazione di terreno e necessità di conseguente sbancamento: lo notiamo, senza approfondire, perchè ci servirà da premessa a quanto osserveremo in seguito.

Spesso, nel soprealevare una sede stradale per portarla a passare al disopra di una linea ferroviaria, si è indecisi, per le rampe, tra un terrapieno ed una struttura portante in cemento armato: di massima le due soluzioni, oggi, si equivalgono, come spesa, sì che la scelta è determinata caso per caso dall'esame delle condizioni particolari, dal costo del terreno a quello delle opere.

Raramente, anche per ragioni di estetica, si hanno, nell'incrocio, travature che portino il piano stradale assicurato alla loro parte inferiore, sì che si manifesta subito il pregio delle strutture in precompresso nella riduzione di spessore delle travi portanti: ne consegue, poi, la riduzione del volume delle rampe di accesso, riduzione che è intuitivamente sensibile. E va tenuto anche conto, per quanto di entità relativamente modesta, dell'economia realizzata, a causa del minor dislivello da superare, da parte delle auto che percorrono la strada nel soprapassaggio (1).

Qualora, poi, si debbano fare anche le rampe in strutture di conglomerato, non è chi non veda i vantaggi offerti dal precompresso. Ci sia dato, a proposito, di far presente l'opportunità di poter chiudere le strutture portanti di dette rampe per utilizzarle sia come depositi e magazzini, sia per cantoniere e per destinazioni analoghe: riteniamo che questo possa riuscire di particolare utilità pratica nella costruzione delle nuove autostrade, nelle quali numerosi saranno tali lavori, così come si sentirà la necessità di costruire buon numero di cantoniere e magazzini.

In caso, poi, di sottopassaggio, il che può essere determinato da speciali circostanze, ci riferiamo a quanto scritto per i muri di sostegno delle terre, notando come la tecnica specifica potrà essere opportunamente integrata sia per il fatto che la struttura del solettone base potrà essere coordinata con quella costituente la pavimentazione stradale (così come avverrà per le rampe di cui si è testè scritto) sia per l'eventualità di poter avere, sia pure con limitazione, possibilità di appoggi e di controventamenti, staticamente opportuni, economicamente utili.

Qualora si ricorra a sopprimere il passaggio a livello mediante sottopasso, si avrà il problema di sorreggere la ferrovia: auguriamoci non si abbia a ripetere la sospettosa diffidenza, così clamorosamente smentita dai fatti, che ha fatto tanto indugiare, da noi, a costruire quei ponti in cemento armato che i tecnici di altre nazioni avevano adottato da decenni (2). Ai consueti vantaggi offerti in tal caso dall'impiego del precompresso, affini a quelli già enunciati, si deve aggiungere o, meglio, si deve sottolineare quello offerto per il fatto che, trattandosi di strutture essenzialmente prefabbricate e quindi solo da montare in opera, la costruzione ne è assai rapida e quindi può essere eseguita con minimo disturbo al normale funzionamento del servizio ferroviario.

Da queste brevi constatazioni emerge quanto il precompresso può giovare per la pratica esecuzione di tali opere, rendendole più economiche, di più rapida esecuzione, di lunga durata.

Ed ora chiudiamo, senza dire di altre possibili applicazioni, cui, del resto, abbiamo in parte accennato, in innumeri manufatti stradali; molto può essere fatto in tali settori, nei quali, a tutto oggi, le applicazioni del precompresso sono inferiori a quelle che avrebbero potuto essere. Non resta, dunque, che augurarsi che in un prossimo avvenire la situazione si capovolga e che molto a ciò cooperino i nostri studiosi, i nostri progettisti ed i nostri costruttori e questo augurio formuliamo non solo nello spirito di attaccamento alla nostra terra, che ci porta a sperare in una gara sì nobile, ma anche perchè, tra le varie nazioni, l'Italia è forse quella che maggiormente ha bisogno di applicazioni come quelle del precompresso che contribuiscano e risolvere, nel miglior modo, molti degli ardui problemi costruttivi che deve affrontare, dalla casa alla strada.

GIUSEPPE STELLINGWERFF

(1) Vedi il ponte ferroviario di Zwingen (Svizzera) che ha le travi portanti in precompresso.

(2) Ing. E. MONTI: *Soprapassaggi in precompresso*, su « Ingegneri-Architetti-Costruttori », agosto 1952).

CRITERI E SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE NEI TUBI

Il tubo in cemento armato precompresso è la più antica delle applicazioni della precompressione: preceduto fin dall'antichità dalla botte e più recentemente dalle condotte di legno cerchiato, impiegate tutt'ora nei paesi nordici, esso ha avuto delle applicazioni su scala industriale da oltre vent'anni ma solamente con l'avvento dei calcestruzzi ad altissima resistenza e limitata plasticità e con la produzione industriale di filo d'acciaio ad alta resistenza il tubo in cemento armato precompresso ha potuto avere lo sviluppo attuale, foriero di ben più ampie applicazioni future.

E penso di ben più ampie applicazioni perchè tutt'ora contro i tubi precompressi vigono pregiudizi ed interessi contrastanti per cui non sempre essi vengono adottati laddove il loro impiego sarebbe tecnicamente ed economicamente possibile.

I tubi in cemento armato precompresso si prestano bene per ogni genere di applicazioni ed hanno delle ottime doti di resistenza e durata per cui possono benissimo reggere il confronto con tubi di altro materiale: essi hanno inoltre una loro caratteristica proprietà quella dell'auto-riparazione. È noto infatti che se un tubo in cemento armato precompresso viene assoggettato ad una pressione nettamente superiore a quella di calcolo il tubo si fessura, ma allora cade automaticamente la pressione e quindi il tubo si rinchiude e riacquista praticamente la tenuta primitiva: il tubo cioè si autoripara.

Tale proprietà differenzia nettamente il tubo precompresso delle altre strutture precomprese nei riguardi della sicurezza a fessurazione e rottura: in un tubo senza lamiera non si ha mai una vera e propria rottura perchè al manifestarsi della prima fessura, cessa il carico con sollecitazioni dell'armatura metallica generalmente inferiori a quelle iniziali e tali quindi da non comprometterne la resistenza. Di rottura può solo parlarsi nei tubi con lamiera quando la pressione venga spinta a valori molto alti fino a rompere la lamiera stessa. Sempre nei riguardi della sicurezza occorre pensare che a differenza di un solaio e di un ponte, il carico di calcolo (compreso l'eventuale colpo di ariete) non può materialmente essere aumentato: ne discende che mantenendo le sollecitazioni unitarie dei materiali entro i limiti normali il grado di sicurezza di un tubo è superiore a quello di un'altra struttura.

Dopo questi sommari cenni iniziali mi soffermerò su alcuni aspetti caratteristici dei tubi precompressi e cioè sulla precompressione trasversale, sulla precompressione longitudinale e sui materiali.

PRECOMPRESSIONE TRASVERSALE

I metodi di precompressione trasversale sono svariati ma possono raggrupparsi in due classi:

- a) precompressione ottenuta su tubo prefabbricato;
- b) precompressione simultanea alla fabbricazione del tubo.

Nei tubi della categoria a) la precompressione viene effettuata generalmente mediante avvolgimento progressivo di un filo in tensione a partire da un estremo del tubo. Svariati sono i dispositivi che si basano su contrappesi e giochi di pulegge oppure si fa passare il filo per una trafilatura di diametro corrispondente a quello del filo contratto. In generale questi dispositivi assicurano la tensione con la precisione necessaria; la giunzione dei vari tratti di filo viene eseguita o per saldatura diminuendo per alcune spire la tensione del filo o con speciali morsetti che serrano i fili contigui.

La precompressione così esercitata determina delle sollecitazioni nei piani contenenti l'asse del tubo dovute al fatto che il tubo durante l'avvolgimento è parzialmente precompresso. Tali sollecitazioni sono maggiori verso i bordi e direttamente dipendenti, oltre che dalla pressione esercitata dal filo, del rapporto tra il raggio medio e lo spessore e possono raggiungere specialmente in tubi di grande diametro (nei quali il valore di tale rapporto è molto grande) e per forti pressioni dei valori notevoli e superare quindi la resistenza a flessione del calcestruzzo dando origine a caratteristiche fessure radiali. Tali sollecitazioni possono essere maggiori se il tubo porta dei ringrossi ai bordi, in quanto maggiore è la resistenza che questi oppongono alla deformazione indotta dalla precompressione.

La precompressione su tubi prefabbricati può essere esercitata anche con altri sistemi che però non hanno finora avuto larga applicazione.

Nei tubi della categoria *b*) l'armatura metallica a spirale viene posta all'esterno, talvolta contenuta in una scorza di limitato spessore, ed il calcestruzzo del tubo viene gettato in speciale cassaforma che ne permette il forzamento allo stato fluido contro l'armatura esterna con un'azione che viene mantenuta costante fino a che il conglomerato non ha raggiunto la compattezza necessaria.

Dato l'alto costo degli impianti generalmente si adotta la maturazione a vapore per ridurre il tempo necessario per l'indurimento del calcestruzzo.

Concludendo si può affermare che il sistema di precompressione del nucleo prefabbricato è quello generalmente seguito in quanto industrialmente più semplice: non mancano però importanti applicazioni dell'altro sistema. Tubi costruiti con l'uno o con l'altro sistema si possono calcolare bene, con il primo sistema vi è la possibilità di esercitare la precompressione quando il nucleo ha subito un certo ritiro e quindi diminuire la caduta di tensione del filo.

PRECOMPRESSIONE LONGITUDINALE

Alcuni costruttori introducono sistematicamente la precompressione longitudinale nei tubi. Generalmente essa viene ottenuta con un certo numero di tondini di acciaio ad alta resistenza bloccati con vari sistemi o su piastrine isolate od anche su di un anello terminale che in tal caso è un elemento del giunto tra tubo e tubo. Le ragioni con le quali tale precompressione è giustificata sono generalmente due e precisamente:

a) assicurare la resistenza longitudinale del tubo per gli sforzi derivanti dalle manovre e dalle condizioni di posa e di esercizio;

b) impedire le fessurazioni circolari derivanti dal progressivo avvolgimento del filo durante la precompressione trasversale.

Ad un attento esame della questione tali ragioni non appaiono così importanti nè da sole determinanti e ciò perchè:

a) nelle condizioni normali di posa per la resistenza longitudinale è più che sufficiente il solo calcestruzzo specie se questo è di alta qualità. Se il tubo non è munito di lamierino incorporato basta una armatura metallica a rete per collegamento del calcestruzzo e come garanzia in caso di fessurazioni dovute a cause anormali tenendo sempre presente che nel caso dei tubi il metodo convenzionale di calcolo del cemento armato con la premessa della sezione parzializzata è molto lontano dal vero.

b) Per quanto riguarda le fessurazioni circolari dipendenti dal progressivo avvolgimento si può osservare che il modo più semplice di ovviare a tali inconvenienti è quello di eseguire la precompressione in due od anche eccezionalmente in tre riprese cosicchè le sollecitazioni unitarie rientrino entro limiti ammissibili.

Concludendo può affermarsi che:

a) la precompressione longitudinale non è generalmente necessaria salvo che per speciali condizioni si debbano costruire dei tubi di rilevante lunghezza oppure conferire ad essi una maggiore resistenza alla flessione longitudinale;

b) la precompressione longitudinale è tanto meno necessaria ove il tubo sia munito di lamiera per la tenuta e quando la precompressione trasversale sia eseguita con procedimento diverso dallo avvolgimento progressivo del tubo.

A tale proposito mi sembra opportuno esprimere il voto che nei capitolati d'appalto si eviti la prescrizione tassativa della precompressione longitudinale perchè in una tecnica nuova ed in continua evoluzione può non essere conveniente imporre onerose condizioni che, almeno per certi tipi di tubazioni, non sono strettamente necessarie.

Nel campo della precompressione longitudinale occorre considerare anche il caso della precompressione non di un singolo tubo ma di un gruppo di tubi ciò che può essere fatto dopo la loro posa e sistemazione in sito o per renderli autoportanti e così superare qualche ostacolo di limitata estensione oppure nel caso di condotte forzate all'aperto onde costituire dei tronchi solidali agli effetti delle variazioni termiche (e quindi distanziare convenientemente i costosi giunti di dilatazione) e inoltre dotati di sufficiente rigidità longitudinale per resistere ai colpi di ariete. È necessario che i tubi singoli sieno, in questo caso, effettivamente liberi di scorrere sulle selle onde non rendere illusorio il sistema.

MATERIALI

Il calcestruzzo del nucleo deve avere elevate caratteristiche di resistenza ed impermeabilità ed inoltre limitata plasticità. Tali proprietà si ottengono bene su scala industriale specialmente con la centrifugazione ma anche con altri sistemi quale il trattamento a vuoto. Il calcestruzzo del tubo è soggetto solo inizialmente a tensioni molto elevate, ridotte poi nel tempo dalla caduta di tensione del filo, mentre in esercizio, a differenza delle altre strutture precomprese, le sollecitazioni sono praticamente nulle. In considerazione anche del fatto che nei tubi le sollecitazioni di progetto non possono essere superate appare opportuno adottare dei carichi di sicurezza superiori a quelli ammessi per le altre strutture precomprese.

Analoghe caratteristiche deve avere il calcestruzzo del rivestimento: esso deve essere curato almeno altrettanto bene di quello del tubo. Basta infatti pensare alla sua vitale importanza nei riguardi della protezione del filo della corrosione ed inoltre al fatto che esso collabora efficacemente diminuendo le sollecitazioni unitarie dei materiali, come per primo con calcoli ed esperienze ha dimostrato il Magnel.

Per quanto riguarda il filo impiegato nella precompressione trasversale occorre notare che nei tubi precompressi le armature elicoidali, indipendentemente dalle modalità della messa in tensione, sono soggette a tensioni molto diverse a seconda delle fibre considerate.

Tale fenomeno ha origine dalla diversa dilatazione imposta alle fibre di estradosso rispetto alle fibre di intradosso per la curvatura del filo: più esattamente indicando con R il raggio d'estradosso del tubo e con r il raggio del filo le sollecitazioni nelle fibre di estradosso ed intradosso del filo sono

$$\sigma = \pm E \frac{r}{R} .$$

Alla messa in tensione dell'armatura metallica accade quindi che mentre le fibre di intradosso sono soggette ad una trazione finale piccola od anche negativa le fibre di estradosso sono soggette ad una trazione molto elevata con valori che possono giungere anche quasi al doppio del valore in asse del filo, quello cioè che si considera nel calcolo della precompressione. Vi è quindi possibilità di formazione di coppie elettrolitiche di notevole entità sulla piccola distanza di qualche millimetro che separa le fibre di estradosso da quelle di intradosso. Occorre pertanto per impedire la corrosione che il filo di acciaio abbia delle qualità elastoplastiche tali da attenuare tale diversità di tensioni ed inoltre che la sua superficie sia esente anche da piccoli difetti capillari che potrebbero pericolosamente esaltare le tensioni di estradosso. Secondo il parere di eminenti studiosi solamente il filo trafilato possiede tali caratteristiche al massimo grado, al contrario di quello laminato a caldo che pertanto è sconsigliato per tali applicazioni.

A conclusione di questa mia breve esposizione mi sembra di poter affermare con tutta serenità che i tubi costituiscono una delle più tipiche ed insostituibili applicazioni del cemento armato precompresso. La quasi totalità dei tubi in cemento armato precompresso in servizio nel mondo intero ha dato finora ottimo comportamento: inconvenienti che si sono manifestati in qualche caso non sono imputabili al sistema: essi sono dovuti o a difetti di materiali e di esecuzione oppure ad errato impiego ed a cause esterne che avrebbero agito anche su tubi di altro materiale per cui il principio della precompressione non è in gioco. La tecnica e l'industria attuale possono fornire tubazioni in cemento armato precompresso per quasi tutte le applicazioni pratiche ed è simpatico notare come in questa civile competizione l'Italia occupi una posizione di avanguardia.

GIACINTO TURAZZA

NUOVO TIPO DI MARTINETTO PER LA TESATURA DELLA ARMATURE CHIUSE AD ANELLO (*)

Uno dei più interessanti e fecondi campi di applicazione della precompressione è, come è noto, quello delle strutture costituite da lastre curve, a semplice o doppia curvatura, quali serbatoi cilindrici, tubi, cupole, ecc.

In esse, infatti, la distribuzione delle tensioni interne dovute alla precompressione riesce felicemente a fronteggiare quella determinata dai carichi agenti; e ciò, a prescindere da ogni altra considerazione di economia e di sicurezza, consente di eliminare nel calcestruzzo ogni sforzo di trazione, particolarmente da temere, avuto presente l'uso cui dette strutture vengono spesso destinate.

Nelle applicazioni cui ora si è fatto cenno le strutture vengono cerchiare con opportune armature configurate ad anello o avvolte ad elica; la loro messa in tensione provoca lo stato di coazione che si vuol realizzare.

Vari sistemi vengono impiegati per la tesatura delle armature ad anello: tra i più diffusi è quello di dare ad n punti prestabiliti dell'armatura uno spostamento AA' (fig. 1), a mezzo di

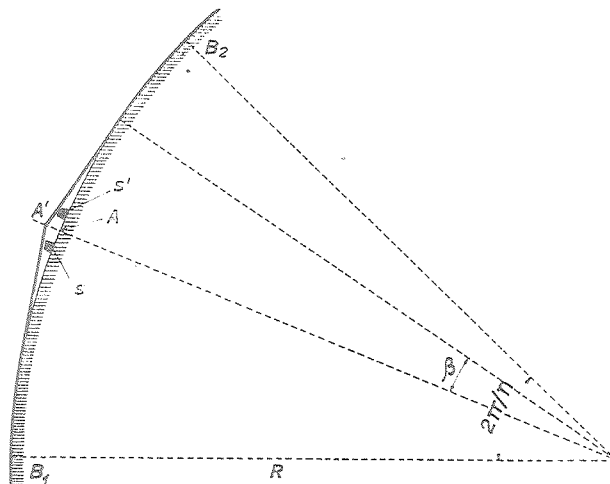


FIG. 1.

martinetti; a questi ultimi, dopo la messa in tensione dell'armatura, vengono sostituiti due cunei metallici s ed s' , i quali mantengono definitivamente l'armatura stessa nella nuova configurazione raggiunta.

Gli spostamenti $A-A' = a$, determinano, per ciascun tratto $B_1 A B_2$, di lunghezza iniziale $\frac{2\pi R}{n}$, un allungamento $\Delta l = 2R(\operatorname{tg} \beta - \beta)$. Ne consegue uno sforzo N di trazione nell'armatura, che, detti ω ed E la sezione trasversale ed il modulo di elasticità di questa, sarà dato da

$$N = \frac{E n \omega}{\pi} (\operatorname{tg} \beta - \beta) \quad [1]$$

ed una precompressione radiale centripeta ϕ , per unità di perimetro, pari a $\frac{N}{R}$; sussiste inoltre e viene utilizzata per determinare a , la relazione

$$a = R \left(\frac{1}{\cos \beta} - 1 \right) \quad [2]$$

(*) Il nuovo tipo di martinetto fu presentato dal sottoscritto al 1° Congresso Internazionale del C.A.P. tenutosi a Londra nell'ottobre 1953; i rendiconti di tale Congresso non sono stati però ancora pubblicati e delle comunicazioni fatte sono apparse solo brevi recensioni su alcune Riviste Tecniche (v. ed es. «Travaux», Janvier 1954).

In pratica i dati del problema sono p (1) ed R e, conseguentemente, N . Stabilita la sollecitazione ammissibile in esercizio σ_f^* , si determina quindi la sezione ω^* ; tenuto conto della necessità di realizzare l'area metallica con un numero pari di tondini e delle misure esistenti in commercio (2) la sezione ω che sarà effettivamente adottata potrà leggermente differire da ω^* e ad essa corrisponderà una sollecitazione σ_f .

Si noti, prima di procedere oltre, che, come di norma nelle strutture precomprese, occorre tener presente i ben noti fenomeni di deformazione lenta dell'acciaio e del calcestruzzo, nonché

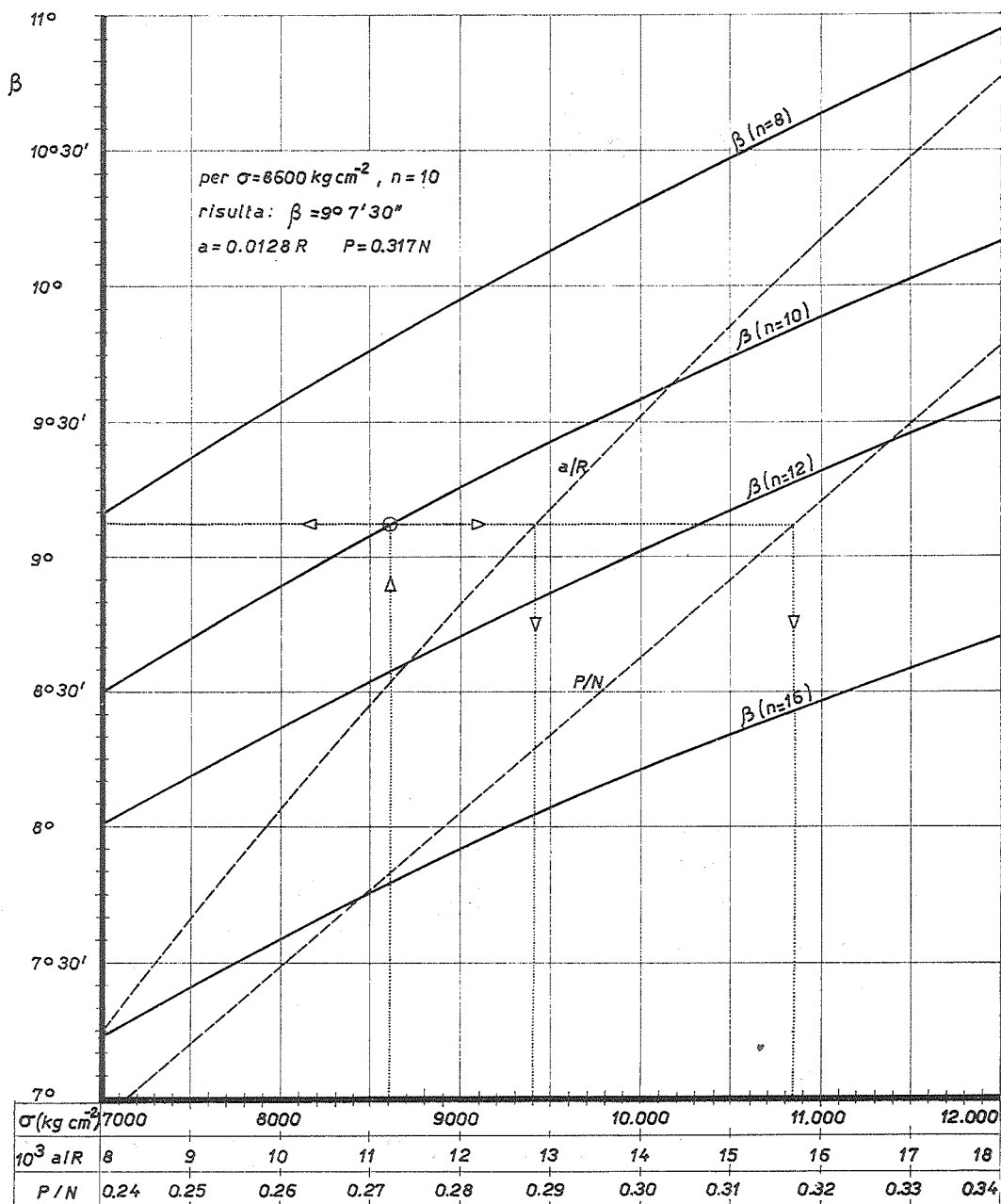


FIG. 2.

il ritiro di quest'ultimo; entrambi provocano una caduta di tensione nell'armatura e pertanto, all'atto del tiro, occorrerà assoggettare l'armatura stessa ad uno sforzo $N' > N$ (3).

(1) Si noti che il valore p di cui si parla ha le dimensioni $[F, l^{-1}]$ e che quindi non è da confondere con la pressione interna p_i , di dimensioni $[F, l^{-2}]$, cui può essere soggetta la struttura, se, ad es. si tratta di serbatoi, condotte, silos ecc. Se p_i rappresenta il valore medio della pressione interna per un tratto di lunghezza d a cui vengono poste le cerchiature, sarà $p = d p_i$.

(2) Attualmente l'acciaio armonico, che è il tipo di norma impiegato nelle strutture in cemento armato precompresso, è prodotto in tondini di \varnothing 2, 3, 4, 5, 6 e 7 mm.

(3) Alla caduta di tensione, la cui entità dipende, come è noto, da vari fattori (caratteristiche meccaniche

Occorre ora fissare n , per il quale, innanzi tutto, conviene scegliere un numero pari in modo che la precompressione possa effettuarsi dando successivamente gli spostamenti radiali di cui si è detto a punti dell'armatura simmetrici rispetto al centro; ad evitare valori troppo elevati dello sforzo radiale di precompressione P che, tramite i due cunei, viene trasmesso alla struttura, ed essendo opportuno, per ragioni di praticità, che gli spostamenti siano piuttosto piccoli, il valore

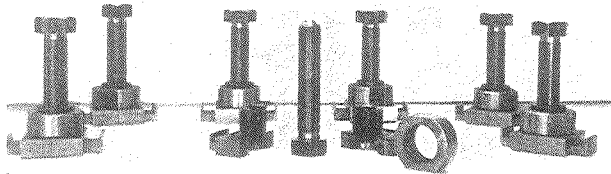


FIG. 3.

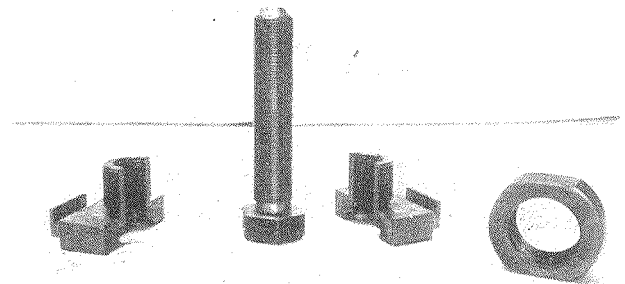


FIG. 4.

da dare ad n potrà definitivamente fissarsi, dopo un paio di tentativi, avendo presente che $P = 2 N' \sin \beta$ e che il valore di a è dato dalla [2]. Assunto per n un certo valore, la [1] (in cui ad N occorre sostituire N') consentirà di determinare l'angolo β e, conseguentemente, P ed a .

Gli abachi della figura 2, elaborati nell'ipotesi che sia $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, permettono di eseguire con grande rapidità e semplicità i calcoli necessari: in funzione di $\sigma = \frac{N'}{\omega}$ è possibile infatti ottenere immediatamente il valore β e da questo risalire ad a ed a P (4).

* * *

Due rilievi potrebbero farsi al sistema di precompressione ora descritto e cioè la disuniformità di distribuzione sulla struttura della forza di precompressione radiale (in parte concentrata ed agente in corrispondenza dei cunei s ed s') e l'incertezza sull'effettivo valore dello sforzo N , in relazione ad inevitabili, piccole differenze che possono esistere tra il raggio teorico R e quello effettivo.

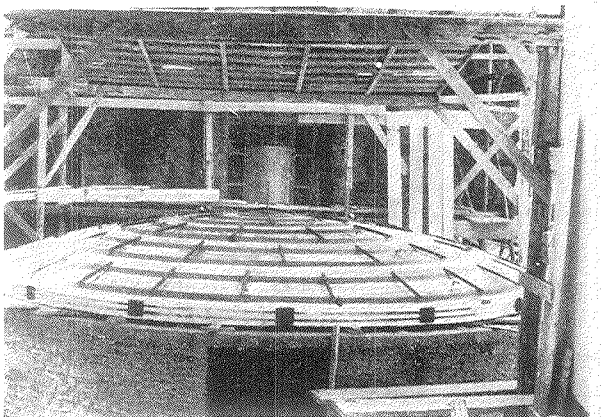


FIG. 5.

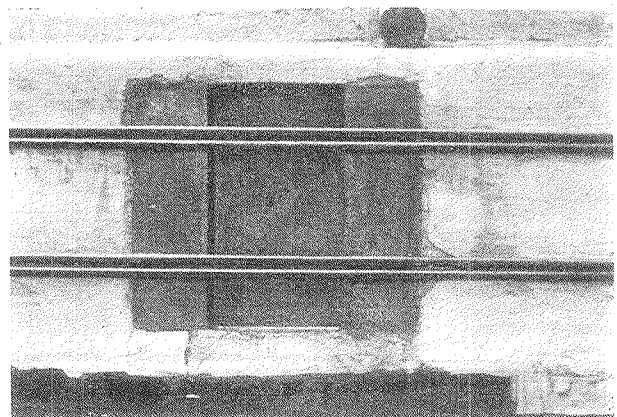


FIG. 6.

ed elastiche dei materiali, età del calcestruzzo, condizioni ambientali di maturazione, tipo di ancoraggi, ecc.) viene in genere attribuito, nel calcolo delle trutture in cemento armato precompresso, un valore che oscilla all'incirca, dal 18 al 28 %; entro gli stessi limiti si potrà operare per il caso in esame. Se però, approfittando delle possibilità offerte dal sistema che si illustra, la precompressione viene effettuata per fasi successive (arrestandosi, ad es., in un primo momento a valori della tensione pari a circa l'80-85 % di quella di esercizio e mantenendo per qualche giorno tale stato di coazione con cunei provvisori), i limiti di cui si è detto sopra potranno, con evidente vantaggio, abbassarsi; in tal modo, infatti, il *fluage* dell'acciaio avrà modo di manifestarsi in buona parte prima del bloccaggio delle armature e quindi potrà esser tenuto in minor conto nel calcolo della caduta totale di tensione.

(4) Se i risultati del calcolo non fossero soddisfacenti occorrerà, essendo possibile una variazione di σ solo in limiti assai ristretti, variare il valore di N , aumentando o diminuendo, ad es., la distanza d tra le armature di precompressione.

A tale riguardo è possibile però affermare che, ai fini delle pratiche applicazioni, ogni timore può ritenersi superfluo: mentre infatti, da un lato, esistono già apparecchi di cantiere che, opportunamente tarati danno la possibilità di misurare direttamente lo sforzo N raggiunto nelle armature, le conseguenze della distribuzione non uniforme della precompressione non vanno oltre i limiti ordinariamente ammessi per effetti locali, inevitabili nella pratica tecnica e che è sempre possibile fronteggiare con speciali accorgimenti.

La conferma di quanto ora detto è dato dalle numerose strutture già realizzate con l'impiego del sistema descritto, che ha perfettamente risposto allo scopo: tra le più recenti e di rilevante importanza, ricordiamo il ponte-canale di Mignano, a 5 campate di luce m 24 e di \varnothing m 5,05, eseguito su progetto del Prof. A. Galli.

* * *

Allo stato attuale esistono, a disposizione dei tecnici, martinetti appositamente studiati, per effettuare la messa in tensione di armature chiuse, agenti come è stato precedentemente indicato; ma, come quelle che vengono adoperate per le armature disposte ad elica, si tratta, in generale, di apparecchiature il cui impiego può giustificarsi, dal punto di vista economico, solo per opere assai importanti; e ciò costringe spesso il tecnico a dover rinunciare ai vantaggi della precompressione.

L'apparecchio ideato sembra poter ovviare l'inconveniente ora lamentato, in considerazione del suo impiego estremamente facile ed economico.

Esso consta essenzialmente di un supporto (fig. 3), che, a mezzo di due alette laterali, aggancia l'armatura metallica che occorre mettere in tensione; il supporto è attraversato da un bullone filettato,

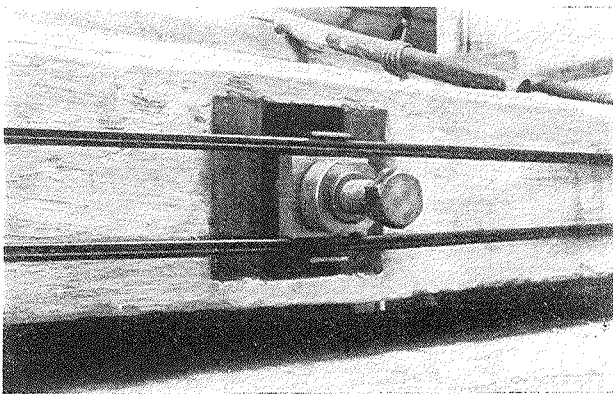


FIG. 7.

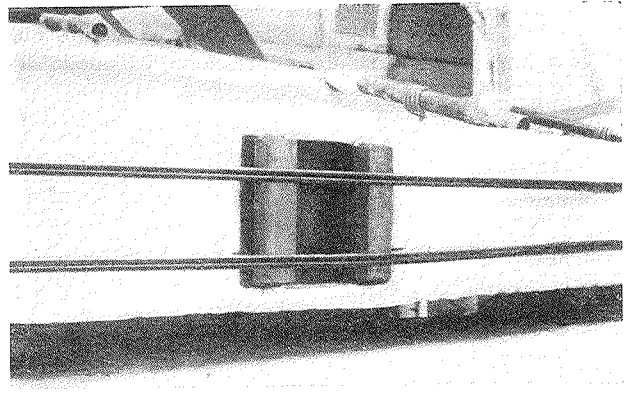


FIG. 8.

tato, la cui rotazione ne provoca la traslazione lungo la direzione del bullone stesso. Nel movimento il supporto trascina con se i fili dell'armatura, consentendo così di dare ad essi lo spostamento a prestabilito: il numero dei giri che occorre far eseguire al bullone è immediatamente noto, dato il passo della filettatura.

La possibilità di scomporre il martinetto in varie parti (fig. 4), ne rende assai semplice il montaggio, e, dopo le operazioni di tesatura dei cavi, lo smontaggio; entro i limiti della sua applicabilità esso viene azionato a mano da un solo operaio, il quale può compiere agevolmente tutte le operazioni necessarie.

L'apparecchio è costituito in acciaio speciale con carico limite di snervamento di kg/mm^2 75 e carico di rottura di kg/mm^2 100.

Con le dimensioni date all'apparecchio nella sua attuale costruzione è possibile raggiungere nel perno uno sforzo di kg 5000, facilmente aumentabili, con opportuna modifica delle dimensioni stesse; l'ingombro, in pianta, è di cm $6 \times 8,5$, il peso di kg 1.

Le figure 5, 6 e 7 mostrano un'applicazione da noi eseguita a scopo sperimentale, precomprimendo l'anello di bordo di una cupola di diametro m 6. I martinetti, alloggiati in piccole cassette di lamierino metallico predisposte nel getto, sono stati applicati in otto punti, distanti angolarmente 45° ; la precompressione cui l'anello è stato sottoposto ha raggiunto il valore di kg/cm 25.

L'armatura, costituita da 4 \otimes 5 in acciaio armonico, è stata posta in opera all'esterno dell'anello; ove non si volesse adottare tale disposizione, essa viene collocata, prima del getto, entro un apposito incasso lasciato nella cassaforma. Le estremità dell'armatura erano sovrapposte per circa *cm* 25 e legate con filo di acciaio dolce.

La messa in tensione dei cavi venne eseguita operando contemporaneamente con due martinetti, posti successivamente in azione in quattro coppie di punti simmetrici. Realizzato in ciascun punto lo spostamento voluto, venivano posti in opera ai lati di ciascun martinetto i due cunei di cui si parlò e che fissavano definitivamente la posizione dell'armatura, consentendo così lo smontaggio dei martinetti (fig. 8): tutta l'operazione fu completata in 20 minuti.

* * *

Il sistema di precompressione illustrato si può facilmente applicare anche quando le armature da porre in tensione abbiano forma quadrata, rettangolare o, in genere, poligonale, anzichè, come nel caso trattato, quella circolare; ovvie e di grande semplicità sono le trasformazioni da dare, in tali casi, alle formule esposte. Il sistema stesso può quindi essere vantaggiosamente impiegato, oltre che per nuove costruzioni, anche per il rafforzamento di vecchie strutture (campagnili, torri, cupole, ecc.); la sua utilizzazione, dunque, può rappresentare un valido ausilio per il progettista in numerosi casi della pratica tecnica ed esso appare perciò, attese anche la sua semplicità e la sua economia, ben meritevole di essere diffuso (5).

PASQUALE D'ELIA

Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria della Università. Napoli, settembre 1953.

(5) Alla esposizione della nota fece seguito un breve film, che aveva ripreso le operazioni di tesatura dei cavi impiegati per la precompressione dell'anello di bordo della cupola di cui si è detto.

L'IMPIEGO DI UN RIVESTIMENTO PLASTICO PER CAVI DI TENSIONE DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

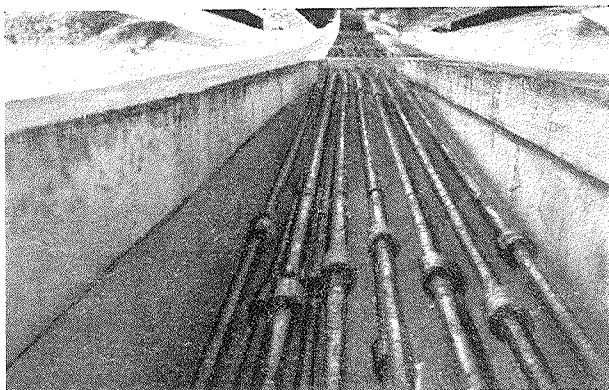
Il rivestimento plastico che viene con la presente sottoposto all'attenzione dei progettisti e costruttori di strutture in cemento armato precompresso, è costituito da un tessuto di cotone impregnato da una sostanza di composizione paraffinica, che presenta le seguenti caratteristiche:

- è e rimane permanentemente plastico;
- non si screpola e non si fessura mai;
- è perfettamente impermeabile;
- resiste senza alterarsi all'azione degli aggressivi chimici;
- è autocollante e si applica a freddo.

In base alle su esposte caratteristiche, le applicazioni di questo rivestimento plastico nel campo delle costruzioni in cemento armato precompresso sono le seguenti:

Strutture in cemento armato precompresso con barre di tensione esterne. — Queste, generalmente costituite da tondi di acciaio, vengono strettamente fasciate col rivestimento plastico, a spire sovrapposte del 50 % nel senso della larghezza della fascia, in modo da ottenere praticamente un doppio strato di rivestimento. In base alle proprietà della fascia ed ai risultati ottenuti nella pratica di questa applicazione, si può affermare che i tondi di acciaio conserveranno indefinitamente le proprie caratteristiche e verrà esclusa ogni possibilità di corrosione pur senza effettuare alcuna manutenzione.

Presentiamo il particolare di un ponte in cemento armato precompresso (sistema belga SETRA) sul canale di Charleroi a Malheydelez-Lembeek, costruito nel 1947. Le fumate acide di rimorchiatori, l'atmosfera aggressiva, l'umidità od altro, non hanno minimamente intaccato la superficie metallica delle barre di tensione, protette dal rivestimento plastico inalterabile nel tempo.



Strutture in cemento armato precompresso con cavi di tensione interni. — Qualora questi cavi vengano posti in guaine metalliche per poter esercitare la richiesta tensione dopo avvenuta la presa del calcestruzzo, è ovviamente necessario che esso non possa penetrare nella guaina stessa attraverso i bordi di chiusura e le giunzioni esistenti tra una guaina e la succes-

siva; un'applicazione del nastro plastico, collante ed impermeabile, nelle suddette zone eliminerà qualsiasi infiltrazione. Anche l'umidità, che potrebbe dare origine ad un inizio di corrosione dei cavi di acciaio, viene in tal modo impedita di penetrare. Citiamo, per questa applicazione, la ricostruzione, in cemento armato precompresso, del ponte « De la rue De Smet » a Gand.

Un'altra applicazione del rivestimento plastico in esame, tutt'ora alla studio, consiste nel sostituire addirittura la guaina metallica col rivestimento stesso; sono in corso presso il Laboratorio del Genio Civile di Bologna le prove intese a stabilire le possibilità pratiche di una tale applicazione (che, se realizzabile, risolverebbe un notevole problema d'ordine economico) e non siamo attualmente in grado di fornire alcuna precisazione in proposito.

GIORGIO FERRARI

