

# GIORNATE DEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

A CURA DELL'ASSOCIAZIONE NAZIONALE ITALIANA  
DEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO (A.N.I.C.A.P.)

EDIZIONI DEL GIORNALE DEL GENIO CIVILE  
ROMA 1956

**ASSOCIAZIONE NAZIONALE ITALIANA  
DEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO  
(A.N.I.C.A.P.)**

**COMPOSIZIONE DEL CONSIGLIO**

*Presidente :* Prof. ing. ARISTIDE GIANNELLI

**CONSIGLIERI :**

*V. Presidente :* Prof. ing. CARLO CESTELLI GUIDI

Prof. ing. PIER LUIGI NERVI

Dott. ing. GIORGIO NEUMAN

Dott. ing. PIETRO NOLI

*Tesoriere :* Prof. ing. GIUSEPPE STELLINGWERFF

*Segretario :* Prof. ing. GIUSEPPE RINALDI

*Revisori :* Dott. ing. FERRUCCIO GHERARDINI

Dott. ing. RICCARDO MORANDI

Dott. ing. FERDINANDO VIENNA

*Segreteria della Associazione :*

ISTITUTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI

Via Eudossiana, 18 - Roma

*Hanno contribuito efficacemente alla organizzazione delle «GIORNATE»:*

- SOCIETÀ G. VIANINI & COMASTRA - Roma - Via della Ferratella, 25  
SOCIETÀ UNIONE CEMENTI MARCHINO & C. - Roma - Via S. Basilio  
SOCIETÀ CALCI E CEMENTI DI SEGNI - Roma - Via del Corso  
SOCIETÀ COSTRUZIONI EDILI E STRADALI C.A. - Bologna - Via Sant'Isaia, 27  
SOCIETÀ BIARMATO - Milano - Via L. Illica, 5  
SOCIETÀ CEMENTIROSSI - Piacenza  
SOCIETÀ PREBETON - Milano - Via L. Illica  
SOCIETÀ CEMENTIR - Roma - Via A. Depretis, 39  
SOCIETÀ ACCIAIERIE DI COGNE - Roma - Via G. D'Arezzo, 1  
ASSOCIAZIONE INDUSTRIA ITALIANA CEMENTO - Roma - Via Salaria, 245<sup>A</sup>  
ASSOCIAZIONE COSTRUTTORI EDILI DI ROMA E PROVINCIA - Roma -  
Piazza Ss. Apostoli, 73  
SOCIETÀ GIUSEPPE & FRATELLO REDAELLI - Milano - Corso Monforte, 52  
SOCIETÀ CEMENTERIA DI MERONE - Milano - Via Durini, 1  
SOCIETÀ ITALCEMENTI - Bergamo - Via Camozzi, 12  
IMPRESA PIETRO CIDONIO - Roma - Via dei Pontefici, 3  
COLLEGIO COSTRUTTORI EDILI - Torino - Via S. Francesco di Paola, 37  
IMPRESA FERROCEMENTO Ing. MANTELLI & C. - Roma - Via F. Scarpellini, 24  
IMPRESA GARBARINO SCIACCALUGA & MEZZACANE - Roma - Via  
XXIV Maggio, 14  
UFFICIO DEL GENIO CIVILE - Bologna - Piazza VIII Agosto

# INDICE

PRESENTAZIONE .....	Pag.	IX
---------------------	------	----

## I. — Applicazioni del cemento armato precompresso

Sviluppo del cemento armato precompresso in Italia (S. MARLETTA) .....	Pag.	I
Ponte tubo in precompresso per l'attraversamento della statale Casilina - Impianto idroelettrico Vulturno Garigliano (G. NICOLOSI) .....	»	5
Alcune applicazioni del cemento armato precompresso nelle tubazioni per acquedotto (L. ROTUNDI) ..	»	8
Tubazioni in cemento armato precompresso della Galleria del Mucone (G. TURAZZA) .....	»	11
Recenti applicazioni del cemento armato precompresso (G. SAMBITO) .....	»	13
Applicazioni del precompresso alla fabbricazione degli edifici (L. CIARLINI) .....	»	16
Produzione ed impieghi di travi T. A. S. (Travi armoniche SCAC, precomprese a fili aderenti) per ponti fino a 20 metri di luce (A. GIANMATTEO) .....	»	20
Cenni su alcune applicazioni del cemento armato precompresso nel campo delle canalizzazioni ir- rigue (F. CONSOLO) .....	»	29
Le più recenti costruzioni tedesche (BORNEMANN) .....	»	31
Cemento armato precompresso Sistema Dywidag (U. FINSTERWALDER) .....	»	45
Applicazioni del Sistema Freyssinet (Y. GUYON) .....	»	53
Considerazioni sulla progettazione dei grandi serbatoi in precompresso (A. PASSARO) .....	»	66

## II. — Argomenti di carattere generale

Il problema tecnico economico del cemento armato precompresso (C. CASTIGLIA) .....	Pag.	75
Considerazioni sugli acciai per cemento armato precompresso (F. LEVI) .....	»	81
La scelta degli acciai per il precompresso (R. ROS) .....	»	86
Considerazioni teoriche e sperimentali sulla pretensione nelle strutture a cavi scorrevoli (G. MACCHI)	»	89
Vantaggi della pretensione dei cavi effettuata gradualmente (S. ZORZI) .....	»	97
Convenienza della precompressione con speciale riguardo ai sistemi iperstatici (R. MORANDI) .....	»	101
L'instabilità per inflessione laterale delle travi alte precomprese (V. FRANCIOSI) .....	»	107
Sulla precompressione nelle strutture sottili autoportanti (E. GIANGRECO) .....	»	111
La precompressione nei ponti ad arco sottile e trave irrigidente (T. RENZULLI) .....	»	120
Sulla presollecitazione nelle strutture reticolari (LO CASCIO) .....	»	125
Appunti sul contributo del precompresso alla soluzione di alcuni problemi stradali (G. STELLINGWERFF)	»	129
Criteri e sistemi di precompressione nei tubi (G. TURAZZA) .....	»	133
Nuovo tipo di martinetto per la tesatura delle armature chiuse ad anello (P. D'ELIA) .....	»	136
L'impiego di un rivestimento plastico per cavi di tensione di strutture in cemento armato precom- presso (G. FERRARI) .....	»	141

## III. — Risultati sperimentali

Studi e ricerche sperimentali su condotte forzate di grande diametro in cemento armato precom- presso (E. LAULETTA) .....	Pag.	145
Determinazioni sperimentali della caduta di tensione su travi in conglomerato precompresso (M. PAGANO) .....	»	150
Comportamento di travi in cemento armato precompresso alla flessione statica e alla flessione oscil- lante (A. BENINI - D. GENTILONI SILVERJ) .....	»	153
Variatione nel tempo dello stato di coazione in travi precomprese misurata con prove di fles- sione (U. ROSSETTI) .....	»	176
Comportamento nel tempo di travi in cemento armato precompresso (C. CESTELLI GUIDI) .....	»	183
Calcestruzzi di rapido indurimento (L. SANTARELLI) .....	»	198

## PRESENTAZIONE

Queste « giornate del cemento armato precompresso » seguono, a cinque anni dalla fondazione dell'Associazione, alla Riunione di Bologna del 1952, nella quale l'Associazione volle richiamare l'attenzione dei tecnici sulle prime applicazioni in Italia del nuovo sistema costruttivo. Credo necessario ricordare che l'A.N.I.C.A.P. è sorta nel giugno 1949, promotori Bertolani, Gherardini e Rinaldi — sotto la presidenza Stabilini — con lo scopo di favorire e divulgare l'impiego della precompressione nelle costruzioni, oltre che difendere gli interessi dei costruttori; e sono lieto di poter riconoscere che essa assolve oggi pienamente ai suoi compiti svolgendo una attività notevole in Italia ed all'Estero, con riunioni, con la pubblicazione di un aggiornato bollettino riassuntivo degli studi e delle realizzazioni sull'argomento e con la partecipazione ai lavori della Federazione Internazionale del precompresso di cui è socio promotore.

Alla odierna riunione l'Associazione stessa ha il piacere di vedere presenti numerose Personalità della Scienza e della Tecnica italiana e straniera, le cui comunicazioni saranno certo del massimo interesse, ed io desidero rivolgere loro il mio cordiale saluto ed i miei particolari ringraziamenti.

Come risulta dalle comunicazioni pervenuteci in numero veramente superiore ad ogni aspettativa, la diffusione, con il rapido perfezionamento della tecnica della precompressione, è oggi assai importante anche in Italia ed influisce in modo decisivo sui costi di produzione, e sull'economia delle opere, così da dare ragione al Freyssinet, che definì al suo sorgere il nuovo sistema costruttivo una rivoluzione nella tecnica del cemento armato.

All'estero le applicazioni sono ormai numerosissime, come svariati ne sono i sistemi speciali di esecuzione; dopo i primi ponti sulla Marna del Freyssinet, dopo quello di Rio de Janeiro a travate prefabbricate di 50 metri di luce, quello di Sclayn sulla Mosa di Magnel a due campate e l'altro costruito a Filadelfia di 47 metri di luce, vanno segnalati i ponti progettati da Finsterwalder costruiti dalla Dyckerhoff, a sbalzo senza centina, sulla Mosella, a tre campate di 112 metri ciascuna e poi vanno ricordati i numerosi Stabilimenti industriali, mercati coperti (Rouen) ed Aeroporti (Bruxelles e Londra), opere ardite per esilità delle strutture quasi quanto le analoghe costruzioni metalliche. Delle opere più importanti realizzate recentemente in Italia parlerà l'ing. Marletta, e vi diranno ancora dei loro particolari costruttivi gli stessi autori e costruttori; ma non posso mancare di ricordare le prime applicazioni brillantemente realizzate nella costruzione delle condotte forzate dalla Soc. Vianini, quando ancora non era estesa l'applicazione del precompresso nelle strutture inflesse; come non posso non rilevare la rapida diffusione nel campo delle applicazioni prefabbricate dell'edilizia (solai in cemento armato precompresso) che

*hanno ormai raggiunto in Italia molte decine di migliaia di metri quadrati superando anche, forse, la produzione di quelle Nazioni che per prime impiegarono i sistemi prefabbricati.*

*Tanto rapido sviluppo e diffusione nell'impiego del cemento armato precompresso ci obbliga tuttavia a riflettere molto attentamente sul presupposto fondamentale della nuova tecnica, il cui pieno successo richiede accuratezza superiore a quella necessaria per le ordinarie opere di cemento armato, sia nella scelta dei materiali adatti, sia nella esecuzione, onde evitare il pericolo che possano essere da qualcuno dimenticati od anche sottovalutati gli accorgimenti indispensabili, senza i quali dolorosi errori potrebbero ritardare il progresso scientifico e tecnico.*

*A questo riguardo ho il piacere di comunicare che anche in Italia sono state istituite recentemente (presso il Ministero Lavori pubblici e presso il Consiglio Nazionale delle Ricerche) Commissioni di studio per un regolamento sul cemento armato precompresso, ciò che da tempo è richiesto dalla stampa tecnica e dalla stessa nostra Associazione.*

*Le « Giornate » cadono fra il Congresso Internazionale del precompresso di Londra dello scorso anno e quello di Amsterdam che avrà luogo nel 1955; hanno dunque anche lo scopo di porre le basi per una larga partecipazione italiana ai lavori del prossimo Congresso dell'Associazione Internazionale.*

*Nel chiudere questo mio breve cenno di saluto, ricordo, con vivo dolore, i Soci che ci hanno lasciati: l'ing. Renzo Bertolani, due anni fa, e, recentemente, il prof. Minelli, improvvisamente deceduto a Venezia fra il più profondo compianto di tutti coloro che ebbero occasione di conoscerne le non comuni doti di mente e di cuore.*

ARISTIDE GIANNELLI

Roma, 1° luglio 1954

I

APPLICAZIONI DEL CEMENTO ARMATO  
PRECOMPRESSO

# SVILUPPO DEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO IN ITALIA

Le prime applicazioni della tecnica della precompressione hanno avuto luogo in Italia nel più recente dopoguerra; non consta che alcuna opera in cemento armato precompresso abbia preceduto l'entrata in vigore del D.C.P.S. 20 dicembre 1947, n. 1516, che, come è noto, tuttora disciplina la esecuzione di tali strutture.

E poichè questa disciplina si concreta nel divieto di realizzare strutture del genere senza la preventiva presentazione al Ministero dei Lavori Pubblici dei relativi progetti e la conseguente autorizzazione, ove nulla osti, dell'attuazione di essi, ne è derivata automaticamente la possibilità di una completa visione di quanto si è fin qui proposto e fatto in Italia in questo campo.

Il ponte è il genere di costruzioni che maggiormente ha usufruito, da noi, della nuova tecnica, ciò che trova facile giustificazione non soltanto nei particolari vantaggi tecnici e talora tecnico-economici delle soluzioni in precompresso, ma anche nelle speciali esigenze della ricostruzione post-bellica nonchè dello sviluppo della viabilità, particolarmente nel Mezzogiorno, le quali hanno insieme contribuito a moltiplicare in questo periodo le costruzioni di ponti, in misura proporzionalmente notevole.

Le prime autorizzazioni per ponti risalgono al maggio del 1949; ad esse numerose altre ne sono seguite con sempre maggiore frequenza, fino a raggiungere complessivamente a tutt'oggi il numero di 72.

La maggior parte di queste opere sono state eseguite e sono entrate in funzione, altre sono in corso di esecuzione o in procinto di essere iniziate. Soltanto a pochissime si è rinunciato o soprasseduto per ragioni varie. Fra queste è da ricordare il ponte di maggiore ampiezza fin qui autorizzato (luce netta di  $m$  85), che era stato progettato dalla SCAC, per l'attraversamento del Noce in servizio della strada Cles-Revò, in provincia di Trento. L'opera era concepita con due mensole affrontate, munite di contrappesi, opportunamente ancorati. Le armature di pretensione erano previste in barre di acciaio calibrato del diametro di  $mm$  26 e la precompressione si sarebbe dovuta praticare col sistema Dywidag.

Alla realizzazione si è dovuto finora soprassedere in attesa di migliori accertamenti sulle condizioni della roccia su cui l'opera dovrebbe poggiare ed ancorarsi.

Fra i ponti in cemento armato precompresso già ultimati ed in servizio la maggiore luce è offerta dal ponte di Giunture sul Liri (in provincia di Frosinone). Essa misura  $m$  61,60 (luce teorica). L'opera è costituita da una terna di portali paralleli incastrati al piede con sovrastante soletta e marciapiedi a sbalzo. I ritzi (dell'altezza teorica di  $m$  9,55) ed i trasversi sono gli uni e gli altri precompressi. La tesatura dei cavi è stata praticata con preordinata successione e regolazione delle operazioni in vista della iperstaticità del sistema.

Soltanto un decimo dei ponti autorizzati in precompresso hanno, od avranno, luci comprese fra i 40 e i 49 metri, poco più di un quinto luci fra i 30 ed i 39 metri, mentre i due terzi circa sono di luci inferiori.

Se si prende in considerazione, anzichè il numero dei ponti, quello delle luci singole — poichè non mancano ed anzi sono piuttosto frequenti i casi di luci multiple — la maggioranza numerica (60 %) è quella delle luci comprese fra 20 e 29 metri.

Generalmente si tratta di travate appoggiate, il più spesso travate semplici, talora con sbalzi laterali; non mancano esempi di altre strutture isostatiche e precisamente del tipo Gerber.

Strutture iperstatiche sono state adottate, oltre che nel ponte di Giunture di cui ho già fatto cenno, in un altro ponte sul medesimo fiume Liri, su progetto dello stesso autore, costruito entro l'abitato di Sora. Anche qui l'opera consta essenzialmente di portali paralleli, ma non incastrati al piede come nel precedente caso, ma bensì muniti ivi di cerniera. La luce è di  $m$  38 misurata tra gli assi dei ritzi e questi hanno l'altezza teorica di  $m$  4,80.

Altro esempio iperstatico si è avuto in una passerella che è stata costruita in provincia di Lucca: essa consta di un arco a tre cerniere in cemento armato ordinario della luce di  $m$  70 e di un impalcato in precompresso, a sua volta costituito da due travate continue a due campate, ognuna della luce di  $m$  26,90, poggianti sulle spalle, sulla chiave dell'arco e su ritti intermedi della altezza di  $m$  23,20. La precompressione è stata adottata in questa opera, oltre che come tecnica strutturale definitiva per l'impalcato (che fu eseguito a conci prefabbricati), anche come espediente provvisorio costruttivo e precisamente per consentire ai due semiarchi, prefabbricati (come si è detto in cemento armato ordinario) sui fianchi della montagna, di poter essere spostati per rotazione, l'uno dopo l'altro, sino alla definitiva posizione e fino al raggiungimento del reciproco contrasto, senza che nelle posizioni e fasi intermedie le strutture avessero ad essere cimentate oltre i limiti di sicurezza compatibili con la propria consistenza, quale era stata calcolata e realizzata per il normale regime di sollecitazioni previsto. Lo scopo è stato raggiunto introducendo, di volta in volta, nelle successive posizioni e fasi dell'operazione, opportuni sforzi di coazione ottenuti mediante la tesatura, costantemente controllata, di appositi cavi provvisori esterni.

Il controllo delle tensioni in qualsiasi momento, non escluso quello, pur esso particolarmente delicato, in cui i due semiarchi dovevano gradatamente assumere, svincolati dai ritegni e dalle azioni artificiali provvisorie, il loro normale regime di equilibrio, questo controllo, dicevo, fu reso agevole dalle particolari modalità degli apparecchi adottati per la messa in tensione delle armature.

L'esempio, finora unico in Italia, dell'impiego della precompressione quale espediente costruttivo provvisorio meritava, a mio parere, di essere citato non solo per il suo valore intrinseco, ma anche perchè può valere a richiamare, una volta di più, alla nostra memoria ed attenzione di costruttori e di progettisti, questa peculiare caratteristica della precompressione, di prestarsi, cioè, a variare utilmente, a nostra volontà entro certi limiti, non soltanto la capacità di resistenza di singoli elementi strutturali, ma anche, ove non occorra con carattere di permanenza, solo in via provvisoria e variabile, le possibilità di comportamento statico di strutture complesse e di mole notevole. Si potrebbe dire che in questi casi la tecnica della precompressione giunge ad organizzare, in certo modo, la materia che ne è oggetto, conferendo ad essa una vera e propria adattabilità alle variabili esigenze cui si intende di farla servire. A ciò si potrà far ricorso, a mio parere, più di quanto finora si sia tentato, sia durante la costruzione di opere nuove, sia per il miglioramento, o adattamento a nuovi bisogni, temporanei o permanenti, di opere esistenti.

In quanto ai procedimenti esecutivi proposti ed impiegati nella costruzione e progettazione dei ponti, la maggioranza di queste opere è stata realizzata col getto in sito. Sono stati però abbastanza numerosi gli esempi di costruzioni a conci prefabbricati per le travi ed a getto in sito per le altre parti dell'opera. Non è mancato qualche esempio di travi interamente prefabbricate fuori opera e varate successivamente.

Nel loro insieme tutti i ponti fin qui autorizzati raggiungono la complessiva lunghezza di circa 6000 metri.

La massima parte sono ponti stradali, alcuni ponti canali, per i quali ultimi la scelta della soluzione in cemento armato precompresso ha trovato una ragione di più nelle caratteristiche di impermeabilità, e quindi di più sicura difesa delle armature metalliche dal pericolo della ruggine, insite nelle strutture cementizie sottratte a sforzi di trazione.

Dopo i ponti le più estese applicazioni si sono avute per le coperture di ampi locali, generalmente ad uso industriale. Ne sono state finora autorizzate 15 per la complessiva superficie coperta di  $mq$  21.400 circa, oltre ad altri  $mq$  7000 in cifra tonda per i quali la precompressione è stata adottata esclusivamente per le catene e non già per le coperture vere e proprie.

Generalmente la precompressione è stata applicata alle travi e non ai ritti; si sono realizzate travi semplicemente appoggiate, come nei capannoni al molo Pisacane di Napoli (luci fino a  $m$  20); travi appoggiate con uno o due sbalzi laterali (fino ad uno sbalzo di  $m$  10,50 come nel mercato coperto di Vergato); intelaiature con precompressione solo nel traverso (come nell'opificio Gatti di Roma con luce fino a  $m$  30); intelaiature precompresse sia nel traverso che nei ritti (come nell'autorimessa Lazzi di Firenze con luce fino a  $m$  33).

Fra le opere di genere vario sono da citare i grandi sili per cemento (costruiti a Bagnoli di Napoli in numero di 10 del diametro di  $m$  5,70 ed altezza di  $m$  22,40 tranne due che sono di  $m$  17,40) nonchè le condotte di grande diametro in servizio di impianti idroelettrici (quali quelle

della S.A.D.E. per la centrale di Villa Rinaldi, diametro  $m$  2,75; quelle della S.M.E. per l'impianto del Mucone,  $m$  2,70 a 2,85; quelle dell'E.S.E. per l'impianto dell'Ancipa di  $m$  2,30).

Speciale menzione è da fare della condotta autoportante, sei luci di  $m$  24 ognuna, costruita per l'attraversamento superiore alla S.S. n. 6 - Casilina della derivazione d'acqua dal Volturmo della Società Meridionale di Elettricità. La condotta, calcolata per  $atm$  4, ha il diametro interno di  $m$  4,20. Sulle sue particolarità costruttive penso che vorrà darci interessanti informazioni il prof. Galli, autore del progetto.

Le opere di ogni genere e tipo progettate in precompresso singolarmente, e cioè esclusi i prefabbricati di serie di cui dirò appresso, ricadono un pò dappertutto nel territorio nazionale, per quanto vi siano non poche regioni nelle quali nessuna applicazione risulta finora fatta o in programma. Il maggiore numero di opere in cemento armato precompresso è stato autorizzato nella Emilia e a ciò ha certamente contribuito, oltre alla molteplicità delle opere distrutte dalla guerra, anche l'azione attiva di quegli uffici del Genio Civile; seguono nell'ordine la Toscana ed il Lazio, indi la Campania, poi la Lombardia, le Puglie, e la Sicilia, nonchè, appresso, altre varie regioni.

Se, in primo tempo, prevalsero per la esecuzione e specialmente per le attrezzature di tendimento ancoraggio e bloccaggio delle armature metalliche i sistemi stranieri più noti (Freyssinet e Magnel), successivamente si sono andate affermando, nella pratica, attrezzature brevettate italiane di vario tipo, alcune delle quali sono già servite con buon esito alla realizzazione di un certo numero di opere sì da conseguire la conferma sperimentale della loro idoneità, e, in qualche caso, quella della utilità di questa, o quell'altra caratteristica propria del sistema.

I produttori italiani hanno generalmente, e salvo qualche caso di importazione dall'estero dell'acciaio di armatura, fornito i materiali occorsi ed anche sotto questo punto di vista è da rilevare che la speciale produzione metallurgica si è andata migliorando ed estendendo ad un maggiore numero di fabbricanti.

Passando, ora, all'industria degli elementi prefabbricati di serie, la quale industria è stata da noi antesignana in fatto di precompressione, abbiamo non meno di 13 stabilimenti dislocati in varie parti d'Italia, che producono per conto di 9 ditte, regolarmente autorizzate.

Si tratta, prevalentemente, di travetti di varie dimensioni e tipi in calcestruzzo cementizio precompresso mediante fili aderenti o treccioline di acciaio ad alto limite elastico, travetti destinati ad essere associati a laterizi, anche essi di diverse dimensioni e forme, per la costruzione di solai.

Il grande favore col quale fu già da tempo accolta la produzione in serie di travetti prefabbricati in cemento armato si va ora portando verso i travetti in cemento armato precompresso; ciò che è pienamente giustificato dalle minori altezze necessarie, dalla maggiore leggerezza e migliore maneggevolezza, nonchè dalle stesse caratteristiche di particolare accuratezza e bontà del prodotto, che debbono essere ed effettivamente sono proprie di ogni struttura assoggettata a precompressione.

Il diffondersi, nel campo dell'edilizia, di queste particolari applicazioni della precompressione non può non essere visto con favore, specialmente nell'interesse della maggiore economia della costruzione delle case, sempre che sia eliminato il pericolo, che talora può nascere quando la diffusione molto spinta porta i sistemi in se stessi buoni od ottimi in mano di costruttori negligenti o peggio. Naturalmente non si tratta qui di pericolo, e tanto meno di difetto, insito nel sistema, ma bensì di quella maggiore gravità del rischio che un'errata o poco diligente posa in opera comporta, quando la riduzione delle dimensioni implica da se sola la riduzione del campo di approssimazione ammissibile per le varie operazioni e fasi della costruzione.

Sotto tale aspetto le più recenti autorizzazioni rilasciate dal Ministero dei Lavori Pubblici a produttori di questi elementi prefabbricati han fatto loro obbligo di non disinteressarsi del modo di utilizzazione dei propri prodotti da parte dei singoli costruttori. È una questione di pubblico interesse nei riguardi della incolumità delle persone e della stessa conservazione delle cose, ma è anche questione di interesse della progrediente industria, affinché siano evitate ragioni di possibili diffidenze per mal compresi eventuali inconvenienti.

Travetti prefabbricati vengono prodotti con analoghi procedimenti anche per la costruzione di piccoli manufatti, tombini stradali, ponticelli e simili.

Si tende, anche in questo campo, ad una maggiore estensione dell'impiego degli elementi prefabbricati e precompressi, il che potrà giovare non poco alla realizzazione rapida ed economica delle

opere minori, minori singolarmente considerate, ma parte non trascurabile, nel loro complesso, della economia generale delle costruzioni stradali, di quelle di bonifica, irrigazioni, ecc.

Altro campo già largamente affermatosi ed in via di espansione è quello della fabbricazione in calcestruzzo cementizio precompresso di tubazioni per acquedotto e in genere per la adduzione sotto pressione di liquidi o altri fluidi. Ditte industriali che già da tempo operavano con successo nel campo delle tubazioni cementizie armate, od in campi similari, si sono attrezzate per la precompressione e già notevoli estese di tubi precompressi sono, o si stanno mettendo, in opera in varie parti del territorio nazionale.

Dalla rapidissima sommaria rassegna che ho avuto l'onore di esporvi, emerge che se in Italia la nuova tecnica non ha ancora avuto sviluppo paragonabile con quello che possono vantare altre nazioni, non poco, tuttavia, si è fatto nei pochi anni di questo breve periodo iniziale.

Costruzioni fatte ed in corso, progettazioni eseguite, anche in notevole maggior numero delle opere, se non fosse altro, per poter entrare in gara con altre soluzioni del medesimo problema, produzione industriale, studi ed esperimenti di laboratorio, interessamento dei tecnici ai problemi ed alle realizzazioni della precompressione, hanno rivelato come si dovesse ormai ritenere superato — anche in vista del progresso internazionale delle conoscenze in materia — quel periodo di avviamento iniziale nel quale, nell'interesse medesimo della libera evoluzione della nuova tecnica, si ritenne opportuno, da noi come altrove, di non procedere ad alcuna codificazione di norme e prescrizioni e di disciplinare piuttosto, in via provvisoria, le costruzioni attraverso un controllo caso per caso, come disposto dal noto vigente decreto. Ma è sembrato giunto ora il momento di redigere uno schema di norme che possan servire di utile guida a progettisti e costruttori e con tale intendimento il Ministero dei Lavori Pubblici ne ha dato incarico di studio e compilazione ad apposita Commissione, la quale ha già portato molto avanti il proprio lavoro. I primi ad usufruirne per la loro ulteriore attività saranno gli stessi organi tecnici dell'Amministrazione dei Lavori Pubblici, i quali non poco hanno contribuito, nell'assolvimento dei loro compiti di istituto, a quelle affermazioni e realizzazioni della nuova tecnica in Italia di cui vi ho dato un sia pur brevissimo cenno.

S. MARLETTA

# PONTE TUBO IN PRECOMPRESSO PER L'ATTRAVERSAMENTO DELLA STATALE CASILINA

IMPIANTO IDROELETTRICO VOLTURNO-GARIGLIANO

L'insidia maggiore nei serbatoi e nelle condotte in calcestruzzo armato ordinario, anche se eseguiti con criteri prudenziali, secondo la pratica corrente di progettazione, è dovuta alle perdite attraverso le lesioni capillari provocate dagli sforzi di trazione nelle pareti.

Il principale vantaggio della precompressione in questo tipo di strutture è quello di evitare le perdite, potendosi ottenere che gli elementi strutturali siano sempre compressi.

Questi i criteri hanno condotto alla soluzione in precompresso per la costruzione del pontetubo per l'attraversamento della Casilina sull'impianto idroelettrico Volturno-Carigliano,

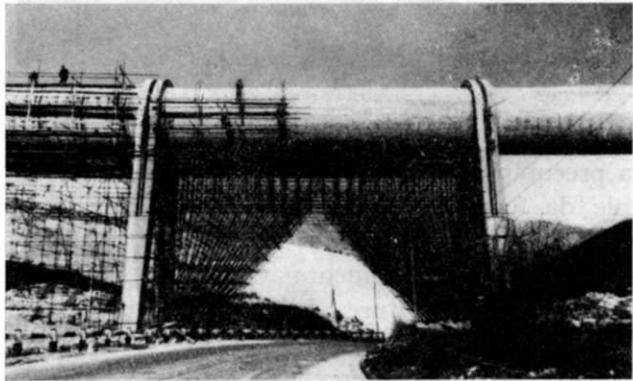


FIG. 1.

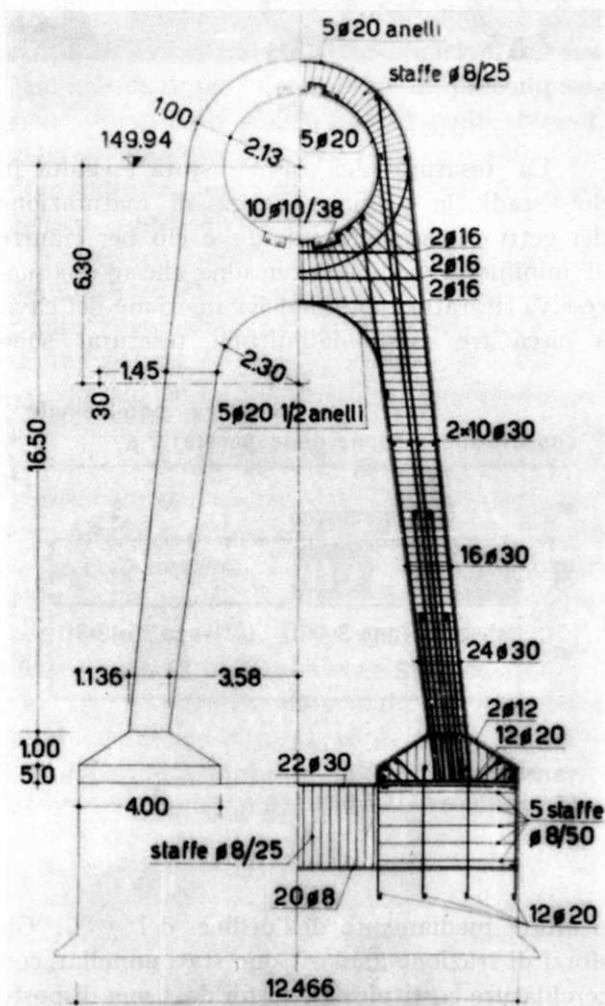


FIG. 2.

su progetto] redatto dal prof. Galli, e di cui ho curato la parte sperimentale.

L'attraversamento è stato eseguito con un ponte canale a sei campate isolate di  $m$  24 di luce, raccordate con le gallerie a monte ed a valle con tratti di tubo ad appoggio continuo; la sezione retta, a corona circolare, ha diametro interno di  $m$  4,20 ed esterno  $m$  5, l'altezza libera sull'asse stradale è di  $m$  14 circa (fig. 1); il carico idrostatico, tenuto conto di tutte le oscillazioni di carattere dinamico, è di  $m$  31,25 al disopra della generatrice di colmo, epperò in sede di progettazione è stata considerata una pressione di 4 atm.

Il calcolo delle strutture autoportanti è stato eseguito utilizzando le note formule del tubo trave nel campo aflessionale. In aderenza ai presupposti di calcolo, in corrispondenza delle pile, l'attacco del tubo è stato eseguito in modo da poter essere consentita una rotazione dei timpani intorno ad un asse orizzontale: le pile hanno la forma di cavalletti con due pilastri a sezione variabile collegati alla base da un solettone; in sommità si sdoppiano a forchetta rendendo tra loro indipendenti le campate (figg. 2 e 3).

La continuità della condotta è assicurata dai giunti; la tenuta idraulica è garantita da un lamierino di bronzitex avvitato sulle due pareti preventivamente lisce e ricoperto da alcuni strati di mastice impermeabile (fig. 4). Per eliminare totalmente gli sforzi di trazione

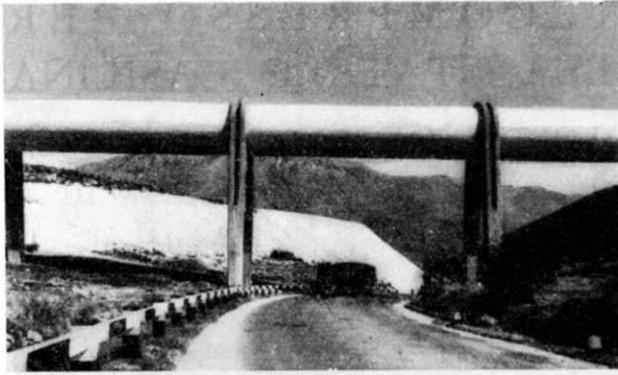


FIG. 3.

la precompressione longitudinale doveva essere tale da fornire una coazione di circa  $32 \text{ kg/cm}^2$  nel punto inferiore della sezione di mezzeria e variare parabolicamente verso gli appoggi, mentre le cerchiature dovevano fronteggiare una trazione di circa  $22 \text{ kg/cm}^2$ .

Per la precompressione longitudinale è stato scelto il sistema della B. B. R. di Zurigo: i cavi ad un estremo portano la ghiera per la

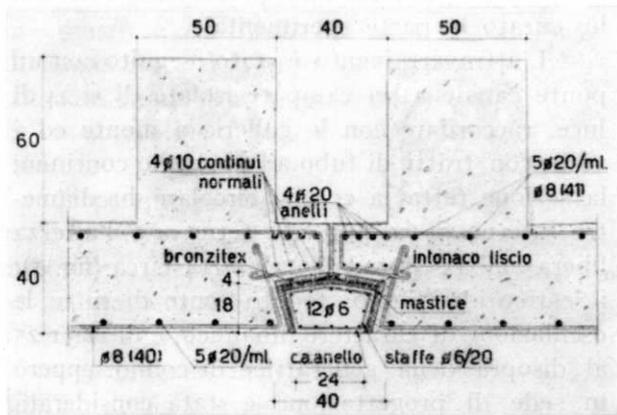


FIG. 4.

tesatura, mentre all'altro estremo i fili hanno una testina metallica annegata nel getto.

La ghiera ha forma di bicchiere: sul fondo sono ancorati i fili; le pareti hanno una filettatura interna ed una esterna: all'interno è avvitato l'asse del martinetto, all'esterno si avvita il dado per il bloccaggio a tesatura avvenuta (fig 5).

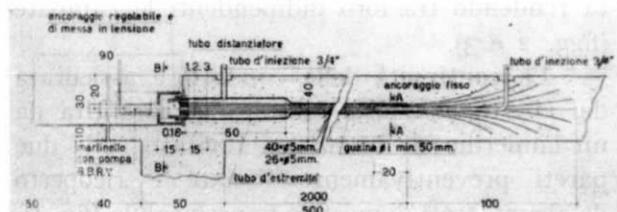


FIG. 5.

Da ogni estremità della campata partono inferiormente 4 cavi da 42 fili da  $5 \text{ mm}$  che vengono fermati a circa  $4 \text{ m}$  dall'estremità opposta; a ciascun estremo sono stati posti in calotta altri due cavi da 28 fili da  $5 \text{ mm}$  lunghi  $2 \text{ m}$ , per eliminare i residui sforzi di trazione causati dalla precompressione inferiore (fig. 6).

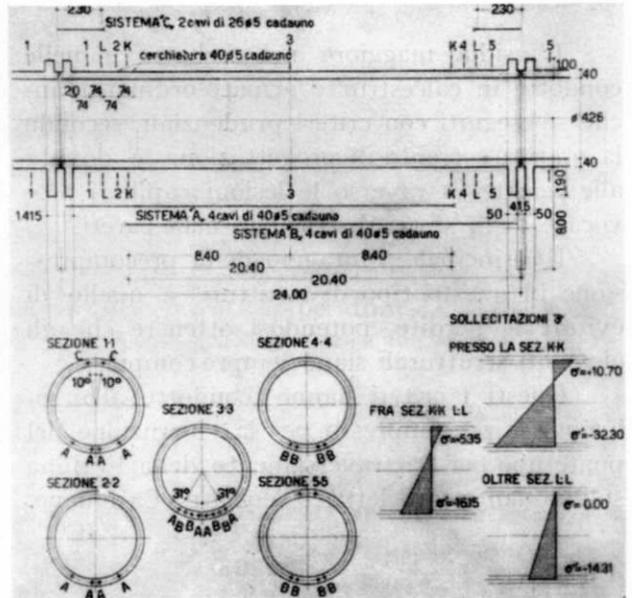


FIG. 6.

La tesatura dei cavi è stata eseguita in due stadi: la prima a 15 gg. di maturazione dei getti e la seconda a 30 gg. e ciò per ridurre al minimo le cadute di tensione, che ad una successiva ritaratura, prima della iniezione dei cavi, a circa tre mesi dall'ultima tesatura, sono

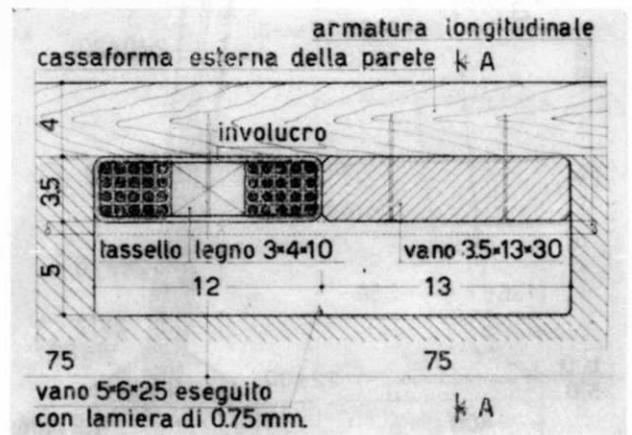


FIG. 7.

risultate mediamente dell'ordine del 3%. Gli sforzi di trazione anulari sono stati annullati con cerchiature costituite da 40 fili da  $5 \text{ mm}$  disposte ogni  $75 \text{ cm}$ . Le cerchiature sono state poste in opera all'interno della cassaforma esterna

prima dell'esecuzione dei getti; con cassette in lamierino sono stati ottenuti i vani per le operazioni di tesatura e bloccaggio (fig. 7). A stagionatura avvenuta, le cerchiature sono state tesate in 8 punti contemporaneamente con forze agenti radialmente ottenute da martinetti collegati in parallelo (fig. 8). Prima di scaricare i martinetti, negli appositi vani, sono stati interposti, fra la parete del tubo e le cerchiature dei cunei in calcestruzzo cerchiato atti a mantenere la tensione nei fili.

Attesa la particolarità costruttiva dell'opera ho eseguito costantemente controlli e prove, anche preventive, per garantire la buona esecuzione delle strutture.

La curva granulometrica degli inerti adoperati per la confezione dei calcestruzzi è stata preventivamente determinata e poi controllata durante la costruzione, per ottenere la costanza del prodotto, condizione questa di grande importanza nelle strutture in precompresso. Ho mantenuto il rapporto acqua/cemento intorno a 0,45, e ciò senza danno per la lavorabilità del calcestruzzo, avendo aggiunto all'impasto fluidificante Plastiment in ragione dell'1 % in peso del cemento.

I provini prelevati durante la costruzione hanno fornito una resistenza minima a 28 giorni di  $400 \text{ kg/cm}^2$ , il modulo  $E$  è stato mediamente di  $300.000 \text{ kg/cm}^2$ , il ritiro è stato dello 0,28 ‰ a 28 giorni e tendeva asintoticamente ad un valore del 0,3 ‰ a circa tre mesi.

Prove di resistenza a trazione e di *fluage* ho eseguito anche sull'acciaio armonico: la resistenza a trazione è stata di  $150-170 \text{ kg/mm}^2$ , il *fluage* a tensione costante del 5 % circa.

Alla precompressione longitudinale è stata eseguita la misura delle deformazioni su due campate distinte: i diagrammi di precompressione sono stati conformi a quelli teorici, nella sezione di mezzeria è stata misurata sulle fibre inferiori una sollecitazione di circa  $20 \text{ kg/cm}^2$  contro i 17 teorici.

Altri controlli sono stati eseguiti durante la precompressione anulare. Lo stato tensionale dei fili di acciaio nella zona di contatto di questi al calcestruzzo è stato misurato con un comparatore Zeiss su di una base di misura di  $25 \text{ cm}$ , la tensione con  $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  è stata di  $105 \text{ kg/cm}^2$ .

Per il controllo dell'effetto cerchiante sul calcestruzzo ho eseguito le misure in una sezione in vicinanza delle pile ed in mezzeria. In vicinanza delle pile l'effetto cerchiante è stato inferiore a quello previsto teoricamente, considerando il tubo libero agli estremi e ciò risulta perfettamente giustificato per effetto della rigidità degli anelli terminali.

Ad opera ultimata, è stato eseguito il collaudo generale in condizione di esercizio. Per il rilievo delle deformazioni, fatto con riferimento ad una sola campata, ho adottato un deformometro Huggemberger di sensibilità  $10 \times 10^{-6} (\epsilon)$  e con un estensimetro elettrico a risonanza Majak con trasmettitori M. D. S. 13 di sensibilità  $3 \times 10^{-6} (\epsilon)$ ; provini sono stati distribuiti ai due lati della campata per i controlli termici.

La freccia massima è stata di circa un millimetro, la tensione longitudinale di  $15 \text{ kg/cm}^2$ , la tensione radiale di circa  $18 \text{ kg/cm}^2$ .

La tenuta idraulica dell'intera opera è stata perfetta a conferma degli effetti benefici della precompressione, molto utile come dianzi detto nelle strutture del tipo di quella illustrata.

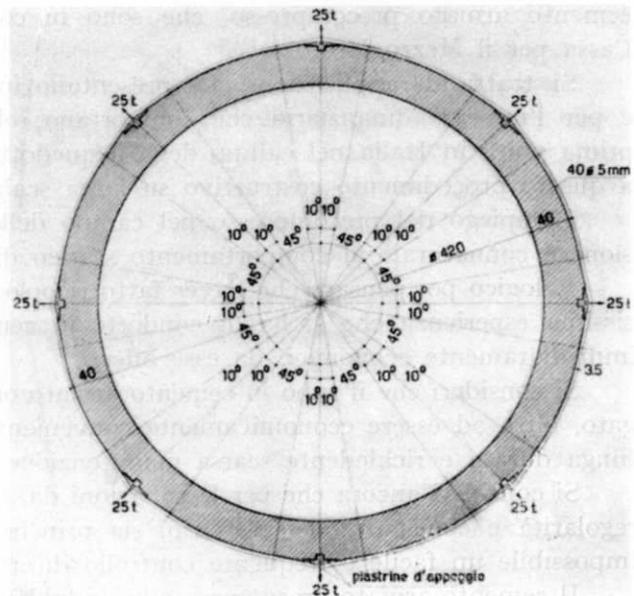


FIG. 8.

GIULIO NICOLSI

# ALCUNE APPLICAZIONI DEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO NELLE TUBAZIONI PER ACQUEDOTTO

Non sembra inopportuno dare qui breve notizia di alcune recenti e notevoli applicazioni del cemento armato precompresso, che sono in corso di attuazione negli acquedotti costruiti dalla Cassa per il Mezzogiorno.

Si tratta di applicazioni che presentano interesse intrinseco per le caratteristiche tecniche e per l'impegno finanziario che comportano; oltre a ciò è indubbiamente notevole che, per la prima volta in Italia nel campo degli acquedotti, la pubblica Amministrazione abbia fatto ricorso a questo procedimento costruttivo su larga scala.

L'impiego del precompresso nel campo delle strutture destinate a contenere acqua in pressione è connaturale al comportamento statico di tale materiale.

È logico poi pensare che l'aver fatto ricorso al precompresso è conseguenza della ormai estesissima esperienza che si ha di condotte in cemento armato e dei ben noti vantaggi, non solo immediatamente economici, da esse offerti.

Si consideri che il tubo in cemento armato ordinario, se ben costruito e correttamente impiegato, oltre ad essere economicamente conveniente è anzitutto una struttura « tranquilla » cioè di lunga durata e richiedente scarsa manutenzione.

Si consideri ancora che per le tubazioni da acquedotto tali requisiti sono essenziali sia per la regolarità e continuità dell'esercizio, sia principalmente perchè si tratta di opere per le quali è impossibile un facile e frequente controllo diretto del comportamento nel tempo.

Il cemento armato precompresso ha indubbiamente il vantaggio di estendere il campo tecnico di applicazione dei tubi cementizi, conservandone i pregi di economicità: non altrettanto si può dire, a priori, per il grado di sicurezza.

Sussistono infatti tutti i problemi e le incertezze relative alla scelta ed al comportamento nel tempo dei materiali, peraltro affrontati e risolti già da più tempo nella pratica costruttiva per altri tipi di opere; sussistono problemi peculiari di ordine strettamente costruttivo, risolti con procedimenti diversi dai diversi costruttori specializzati; sussistono soprattutto i pericoli di corrosione dei fili di acciaio in tensione, aggravati dalle speciali condizioni di servizio e, per la quasi totalità dei procedimenti costruttivi che trovano pratica applicazione, dal fatto che la protezione di tali fili è affidata ad uno strato cementizio applicato esternamente al tubo già precompresso, ciò che rende particolarmente gravose le sollecitazioni cui lo strato stesso è sottoposto nelle condizioni di lavoro della struttura.

Questi pericoli si traducono ovviamente in perplessità per il progettista che deve decidersi per la scelta di tale materiale in mancanza di una esperienza diretta sufficientemente estesa; perplessità che, nel caso di opere a carattere privato, possono essere superate raffrontando un rischio ipotetico al vantaggio economico sicuro, mentre sono più difficilmente sormontabili quando si tratti di opere pubbliche.

Pertanto, prima di arrivare all'introduzione su larga scala di tubi di cemento armato precompresso, gli organi tecnici competenti del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e della Cassa per il Mezzogiorno hanno attentamente studiato i diversi procedimenti costruttivi che avevano dato buona prova, e le applicazioni che in Italia erano state già fatte, soprattutto nelle costruzioni idroelettriche, e all'estero negli acquedotti: per questi ultimi in particolare le condotte costruite da ditte francesi in Africa settentrionale (acquedotto di Orano, acquedotto di Algeri) e nel territorio metropolitano, e quelle della importante produzione degli Stati Uniti d'America.

Una serie di applicazioni di modesta entità, tendenti proprio ad accertare le difficoltà pratiche di costruzione di questo tipo di tubazione, sono state eseguite in impianti dell'Ente Autonomo Acquedotto Pugliese. Successivamente si è giunti ad ammettere l'impiego di tale materiale, spesso

ponendolo in concorrenza con tubi metallici, attraverso la procedura dell'appalto concorso o dell'offerta di prezzo e di tipo del tubo.

Si indicano qui di seguito i più importanti tra gli acquedotti finanziati dalla Cassa nei quali i tubi in cemento armato precompresso hanno ottenuto la scelta preferenziale.

### **Condotte costruite a cura dell'Ente Autonomo Acquedotto Pugliese**

1. — Diramazione primaria per la Capitanata — Raddoppio del sifone dell'Ofanto: tubazione  $\varnothing$  700 mm; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 17 kg/cmq; lunghezza totale m 6000; costo delle tubazioni in opera L. 180.000.000.

2. — Diramazione primaria per la Capitanata — Raddoppio del sifone della fiumara di Venosa: tubazione  $\varnothing$  700 mm; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 10 kg/cmq; lunghezza totale m 1200; costo delle tubazioni in opera L. 14.000.000.

3. — Diramazione primaria integrativa per la Capitanata: tubazione  $\varnothing$  950 mm per m 12.959; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 4 kg/cmq; tubazione  $\varnothing$  1000 mm per m 3100; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 8 kg/cmq; tubazione  $\varnothing$  1030 mm per m 19.900; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 7 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 1.200.000.000.

### **Condotte costruite a cura dell'Ente per il Flumendosa**

#### *Acquedotto integrativo di Cagliari*

1° lotto: tubazioni  $\varnothing$  700 mm per m 13.300,  $\varnothing$  800 mm per m 2400; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 6 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 270.000.000.

2° lotto: tubazione  $\varnothing$  700 mm; lunghezza m 19.500; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 7 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 340.000.000.

### **Condotte costruite direttamente dalla Cassa per il Mezzogiorno**

#### *Acquedotto del Giardino (Pescara-Chieti):*

1° lotto: tubazione  $\varnothing$  900 mm; lunghezza complessiva m 6700; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 12 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 180.000.000.

2° lotto: tubazione  $\varnothing$  900 mm per m 1100; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 10 kg/cmq; tubazione  $\varnothing$  800 mm per m 12.000; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 17 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 300.000.000.

### **Grandi sifoni dell'Acquedotto Campano**

1. — Prima condotta San Clemente-Capodimonte: tubazione  $\varnothing$  1000 mm; lunghezza complessiva m 21.200; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 13 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 600.000.000.

2. — Seconda condotta dal partitore di San Clemente al serbatoio di Capodimonte (Napoli): tubazione  $\varnothing$  1150 mm; lunghezza complessiva m 23.700; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 13 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 730.000.000.

3. — Condotta dal partitore di San Clemente ai serbatoi di San Rocco e Santo Stefano (Napoli): tubazione  $\varnothing$  1350 mm; lunghezza complessiva m 22.100; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 14 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 802.000.000.

4. — Condotta dalla camera di carico di Cancellò al serbatoio di San Giacomo dei Capri (Napoli): tubazione  $\varnothing$  1020 mm; lunghezza complessiva m 24.500; pressione massima di esercizio (pressione base prova) 25 kg/cmq; costo delle tubazioni in opera L. 1.106.000.000.

Lo sviluppo complessivo di tutte le condotte elencate è di 190 chilometri.

L'ammontare complessivo dell'importo dei lavori elencati, limitato alla somma relativa alla fornitura e posa delle tubazioni in cemento armato precompresso risulta dunque di L. 5.250.000.000, e vi corrisponde il costo per l'intera opera di condotte in lire 7.550.000.000.

È probabilmente interessante fare un cenno particolare ai prezzi unitari che si sono ottenuti nei diversi appalti, nei quali sono sempre state messe in concorrenza tutte le Ditte specializzate, anche non italiane, ricorrendo alla procedura di appalto concorso ovvero — come si è detto — ad una scelta preliminare all'appalto vero e proprio, giudicata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per stabilire — ai fini del successivo invito alla gara di appalto — la corrispondenza dei tipi di tubazione prodotti da ciascuna ditta alle norme tecniche di fabbricazione, accettazione e collaudo stabilite in apposito Capitolato studiato dal Servizio Acquedotti e Fognature della Cassa. In quasi tutti gli appalti, e sempre in quelli nei quali le caratteristiche di pressione e diametro della tubazione erano prossimi ai limiti prevedibili di economicità del precompresso, è stata lasciata libera l'alternativa dei tubi metallici, ma in questi appalti il costo di questi ultimi è risultato sempre superiore a quello dei tubi in precompresso.

I prezzi unitari offerti dalle diverse ditte nei primi appalti che risalgono all'estate del 1952 presentavano una dispersione notevolissima; nei successivi appalti si è verificata una decisa tendenza a maggiore uniformità ed anche alla diminuzione tenuto conto sia dell'aumento intervenuto nel costo della mano d'opera sia della diminuzione sui costi del metallo. Allo stato attuale si è in grado di fare previsioni di spesa fondate basandosi su un prezzo unitario (per cm. di diametro e metro lineare di tubazione posata in opera), riferito a tubo per 7 atmosfere di pressione base prova, variante tra 220 e 260 lire, per i diametri tra 1400 e 800 mm con incrementi medi per atmosfera in più o in meno varianti tra 10 e 6 lire.

È necessario peraltro tener presente che, in ogni caso, è ancora molto sensibile l'influenza sui prezzi dell'esistenza nella regione interessata dal lavoro, di cantieri di fabbricazione che abbiano l'attrezzatura adatta, per il tubo progettato, in quanto la ancora non grande diffusione di queste tubazioni, e soprattutto la mancanza di unificazione nei diametri, porta spesso alla costruzione *ad hoc* di una non piccola parte della attrezzatura necessaria.

LEONARDO ROTUNDI

# TUBAZIONI IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO DELLA GALLERIA DEL MUCONE

I tubi precompressi dell'impianto del Mucone (primo salto) della Società Meridionale di Eletticità, sono stati progettati e costruiti dalla Società Ferrocemento ing. Mantelli & Ci. di Roma.

L'impianto idroelettrico del Mucone (Altipiano della Sila) utilizza le acque del lago artificiale creato sul fiume Mucone e suoi affluenti dalla diga di Cecita. Il collegamento tra il lago e la centrale in caverna è ottenuto attraverso una galleria forzata della lunghezza complessiva di 13.750 metri. I primi tronchi della galleria, data la pressione idrostatica relativamente bassa e la natura del terreno, sono rivestiti in cemento armato ordinario. I tronchi finali dalla progressiva 8590 al pozzo piezometrico e dal pozzo all'imbocco della tubazione terminale in ferro sono invece rivestiti con tubi in cemento armato precompresso. Partendo dalla tubazione metallica si ha un primo tronco lungo  $m$  2890 con tubi del diametro interno di  $m$  2,70 e carico idrostatico variabile da  $m$  120 a 90 di colonna d'acqua ed un secondo tronco lungo  $m$  2205 con tubi del diametro interno di  $m$  2,85 e carico idrostatico variabile da  $m$  90 a 75 di colonna d'acqua: questi carichi idrostatici tengono conto del colpo di ariete e prescindono da qualsiasi collaborazione della roccia.

Nelle zone dove il terreno non offre sufficiente resistenza, la galleria ha un priverivestimento di calcestruzzo semplice di spessore variabile in relazione alla natura degli strati attraversati. Il vano tra tubo e galleria non è mai minore di  $cm$  5 e nelle zone dove è stato eseguito il priverivestimento il vano anulare tra questo e la superficie esterna del tubo ha spessore di 5-7 centimetri.

I tubi in precompresso lunghi  $m$  5 hanno spessore di  $cm$  12 nel primo tronco e di  $cm$  11 nel secondo; essi sono senza camicia metallica e con leggera gabbia di tondo omogeneo per meglio resistere agli sforzi che si verificano durante le varie manovre. Il calcestruzzo è confezionato con inerti di adatta granulometria e dosato a  $q$  4 di cemento 680.

I tubi sono gettati verticalmente in casseforme metalliche, con vibrazione e trattamento a vuoto di modo che le operazioni di disarmo cominciano immediatamente dopo la fine del getto e del trattamento. Dopo dieci giorni circa essi sono rotati di  $90^\circ$  ed avvolti con una spirale di filo d'acciaio adoperando una speciale macchina tendifilo. I tubi sono successivamente raddrizzati e con l'impiego di un'altra cassaforma metallica il filo viene protetto da uno strato di calcestruzzo dello spessore di  $cm$  2,5 pure trattato a vuoto: i tubi sono poi portati a deposito in attesa di essere posti in opera.

La posa in galleria avviene a mezzo di apposito affusto semovente su due carrelli correnti su di un binario posto sul fondo della galleria. I tubi vengono provvisoriamente bloccati contro il priverivestimento ed, a giunti eseguiti, lo spazio compreso tra tubo e galleria viene intasato con malta cementizia in pressione.

Il calcolo dei tubi è stato eseguito tenendo conto dei fenomeni di ritiro del calcestruzzo e di rilassamento del calcestruzzo e dell'acciaio. Il filo impiegato del diametro di  $cm$  5 aveva carico di rottura  $180 \text{ kg/mm}^2$ , limite elastico convenzionale di  $155 \text{ kg/mm}^2$ ; la sua tensione iniziale era di  $105 \text{ kg/mm}^2$ . Le tensioni massime del calcestruzzo erano di  $160 \text{ kg/cm}^2$  iniziali e di  $130 \text{ kg/cm}^2$  a tempo indefinito. Si è tenuto conto di una caduta totale di tensione dell'acciaio di  $20 \text{ kg/mm}^2$  di modo che in esercizio rimane sempre una compressione residua nel calcestruzzo dell'ordine di grandezza di  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

Durante i lavori sono state eseguite numerose prove di controllo sul calcestruzzo e per provini confezionati in modo analogo al tubo si sono ottenuti i seguenti risultati:

## I. Moduli di elasticità:

a 12 giorni dal getto .....	200.000	$\text{kg/cm}^2$
a 30 giorni dal getto .....	260.000	»
a 60 giorni dal getto .....	290.000	»

II. *Deformazioni plastiche permanenti sotto carico unitario di circa 140 kg/cmq:*

a 12 giorni dal getto .....	15 %
a 30 giorni dal getto .....	12 %
a 60 giorni dal getto .....	7,6 %

III. *Resistenza cubica a rottura:*

a 12 giorni dal getto .....	360 kg/cmq
a 30 giorni dal getto .....	395 »
a 60 giorni dal getto .....	480 «

Risultati molto interessanti si sono avuti da prove termiche eseguite allo scopo di determinare la collaborazione longitudinale tra la tubazione ed il prerivestimento e l'effetto complessivo delle dilatazioni termiche ed elastiche (Poisson).

È stato isolato mediante tamponi in legno a doppia parete un tratto di galleria lungo *m* 20 comprendente tre tubi interi e due mezzi tubi e sottoposto mediante stufe elettriche distribuite opportunamente ad un riscaldamento lento in modo da aumentare la temperatura dei tubi di 20°. Si sono misurate con calibro estensimetrico di precisione le variazioni di spessore dei giunti durante l'aumento e la diminuzione di temperatura.

Un primo ciclo si è effettuato a tubi liberi ed è servito alla messa a punto delle apparecchiature ed alla misura del coefficiente proprio di dilatazione dei tubi (valore medio 0.0000107). Il secondo ciclo si è effettuato a giunti eseguiti ed a tubi intasati (cioè a galleria finita e pronta ad entrare in funzione). Si è potuto constatare che per una variazione di temperatura di 10° l'intasamento e l'anello di malta riducono la dilatazione termica del tubo ad un quarto circa del suo valore; per uno scarto invece di 20° la dilatazione si effettua circa per il 40 % del suo valore e la variazione di lunghezza del giunto arriva fino a 4/10 di millimetro. Ciò probabilmente è dovuto al fatto che aumentando la temperatura le forze di adesione dell'intasamento cedono progressivamente. È da notare che il valore di 20° è molto alto e nettamente superiore a quello che potrà aversi in esercizio.

Dopo questo ciclo la galleria è stata posta in esercizio riempita e vuotata più volte e dopo sette mesi circa si è eseguito un terzo ciclo di prove il quale ha dimostrato un fatto di notevole importanza e cioè che l'effetto complessivo di bloccaggio era leggermente aumentato indicando un assetamento degli strati rocciosi che circondano la galleria come se la montagna ferita tendesse a chiudere il foro in essa praticato.

Concludendo, oggi dopo quasi un anno e mezzo di esercizio, i giunti non hanno denunciato il minimo distacco e può ritenersi quindi che la galleria si sposi bene con la montagna senza scarti sensibili per dilatazioni termiche ed elastiche.

GIACINTO TURAZZA

# RECENTI APPLICAZIONI DEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Argomento principale di questa comunicazione avrebbe dovuto essere l'esposizione dei risultati di misure in sito delle deformazioni di alcune canne di silos per cemento in cemento armato precompresso che mi sto accingendo ad eseguire nei manufatti costruiti su mio progetto nello stabilimento di Bagnoli di Napoli della Società Cementir. Non posso, con mio disappunto, riferire con completezza, in quanto, per ragioni da me indipendenti, le misurazioni procedono con lentezza ostacolate dall'esercizio della cementeria, poichè non è facile ottenere per qualche giorno il completo svuotamento di qualcuna delle canne ed il successivo riempimento parziale o totale: le misure iniziate riguardano il rilievo a mezzo di rivelatori estensimetrici a variazione di resistenza (*strain gage*) delle deformazioni periferiche delle canne ed il confronto coi valori calcolati.

Approfitto pertanto del tempo concessomi per illustrare i manufatti sui quali verte il controllo estensimetrico, facendo poi cenno ad un'altra applicazione di cemento armato precompresso, chiedendo venia per il cambiamento di tema. Ricorderò che le canne per silos si prestano, con specifico carattere, ad applicazioni di precompressioni così come altre strutture tubolari, soggette in prevalenza a sforzi di trazione periferici.

Si tenga inoltre presente che, grazie alla sottigliezza che è possibile raggiungere nello spessore delle canne, è lecito assimilarle a membrane e procedere ad un calcolo sufficientemente esatto degli sforzi, sulla traccia della teoria delle lastre curve caricate con simmetria radiale, dalla pressione del materiale insilato e dalla forza elastica antagonista, o frenante, esercitata dalle strisce anulari.

I risultati sono particolarmente felici, specie nei riguardi delle sollecitazioni flessionali che, come si sa, vanno rapidamente smorzandosi a poca distanza da un bordo vincolato, mentre rimane di gran lunga prevalente lo sforzo di trazione anulare che vien fatto assorbire dalla armatura di

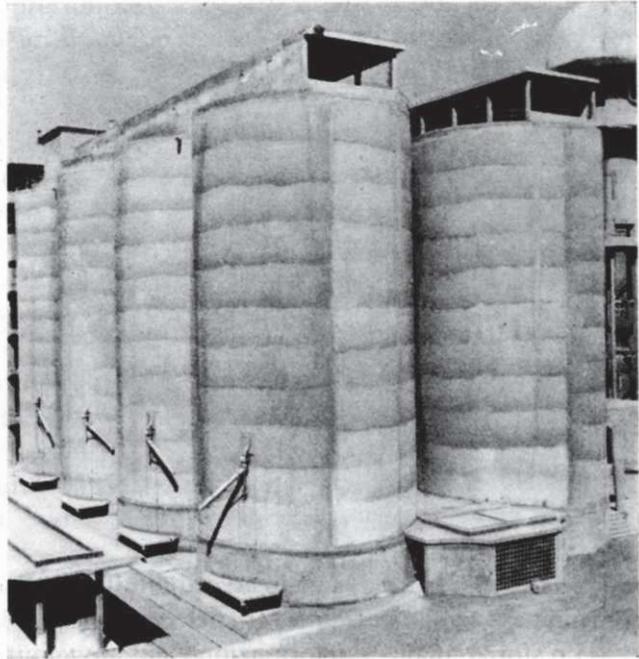


FIG. 1.

acciaio armonico preteso, previa esatta determinazione delle conseguenze delle azioni dispersive dovute alle deformazioni spontanee dei materiali.

I silos in discorso hanno diametro interno  $m$  11,40, l'altezza di  $m$  23, lo spessore di  $cm$  15, ed un contenuto di  $mc$  2300 di cemento sciolto (fig. 1).

Sono tra i più grandi finora costruiti — perlomeno in Europa — e, progettati sulla scorta di quanto ho riferito, sono stati precompressi perifericamente con il procedimento Prebeton.

Questo sistema consta prevalentemente in un'apparecchiatura di sommità costituita da un braccio ruotante intorno ad una piletta fissata sul coperchio del silos ed avente una

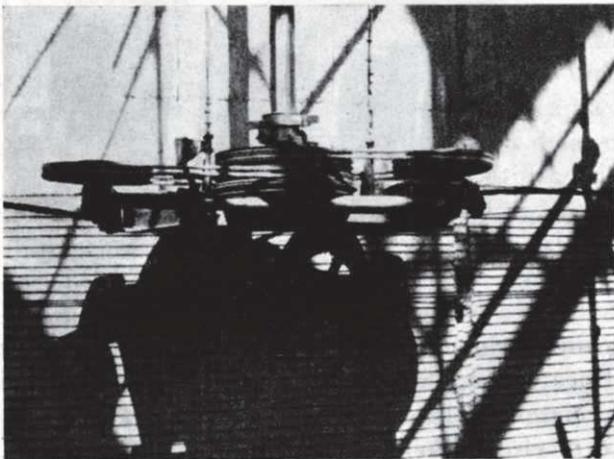


FIG. 2.

lunghezza pari al raggio della canna (fig. 2). Il braccio è messo in rotazione intorno all'asse del silos, da un motore posto all'estremità esterna del braccio stesso ed al quale fanno capo i meccanismi per il moto di un altro carrello, detto cerchiatore (fig. 3) sostenuto dal precedente mediante un semplice sistema di funi d'acciaio e messo in moto da un albero che parte dal carrello motore ed è animato da moto traslatorio verticale e rotatorio intorno all'asse del silos.

Mediante un comune cavo di acciaio, disposto a semplice anello lungo la periferia della canna e nel suo punto più basso, donde cioè ha origine la cerchiatura, passante attraverso due pulegge

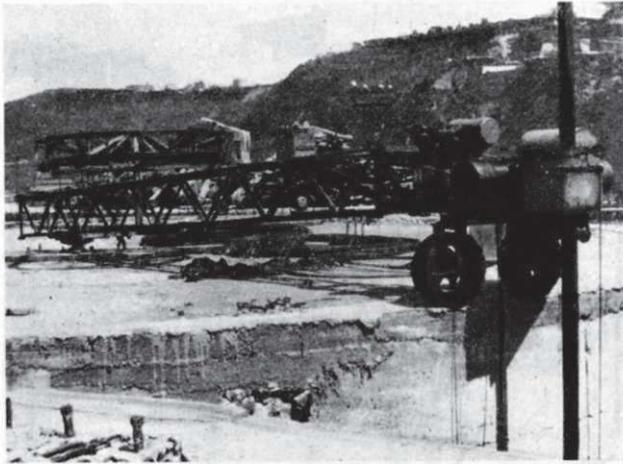


FIG. 3.

a gola del carrello cerchiatore, viene generato durante il moto di queste un sensibile sforzo di aderenza che viene sfruttato per il moto elicoidale del carrello. Il filo d'acciaio da avvolgere è trascinato nel moto del carrello e, passando attraverso una coppia di ruote di frizione, sistemate su questo, viene stirato al carico voluto, controllabile e regolabile mercè adatti accorgimenti.

Questo sistema è, *ceteris paribus*, analogo a quelli che vanno sotto il nome di Stahlton (brevetto svizzero), Preload (americano) o Sainrapt et Brice (francese) differenti tra loro o per il sistema di messa in tensione della spirale o per la differenza di operazioni affidate ai due carrelli; hanno però in comune l'efficace caratteristica di un rapido tesaggio del filo — circa 25 q in 8

ore — che, costituito d'acciaio ad alto limite elastico di  $mm\ 4$  di diametro, viene a formare una spirale continua di passo variabile — nel caso in parola — da  $cm\ 2$  a 8 nelle zone meno sollecitate.

Lo sforzo finale, a deformazione lente avvenute, non supera le  $9\ t/cm^2$ .

È criticato questo sistema da parte dei fautori della precompressione a pacchetti di fili o a cavi interi, cioè precompressione discontinua, in quanto il valore del lavoro meccanico per la pretesione del filo nei sistemi continui, a parte gli attriti, è proporzionale al prodotto dello sforzo per la lunghezza della spirale, mentre con gli altri sistemi è proporzionale al solo lavoro di deformazione, di entità notevolmente più ridotta del precedente: ma si è del parere che la discontinuità della precompressione — ottenuta nel sistema a pacchetti — sia meno vantaggiosa del pur sensibile risparmio di energia: la potenza occorrente nei meccanismi impiegati per l'avvolgimento della spirale è dell'ordine di soli 1,5 cav.

Nei rilievi estensimetrici in corso vengono impiegati 42 *strain-gage* dei quali 24 disposti lungo 2 generatrici diametralmente opposte e 18 lungo tre direttrici prossime alle zone di massima dilatazione: i primi ad intervalli di circa  $m\ 2$  i secondi a circa  $m\ 4$ .

Mi auguro di pervenire quanto prima a risultati concreti.

Un'altra applicazione mi è avvenuto di effettuare nella progettazione dell'ossatura di un normale fabbricato civile nel quale ha sede, al pianterreno, un'ampia autorimessa per autobus per la quale si rendeva necessario occupare tutta l'area disponibile lasciando inoltre al centro un corridoio di manovra largo non meno di 12 metri. Gravavano su questa luce 8 piani del fabbricato con 3 schiere di pilastri ad interassi di circa  $m\ 4$  corrispondenti alle 2 telaiature delle facciate ed alla telaiatura spinale (fig. 4).

L'ordine di grandezza dei carichi di questi è di circa  $t\ 80$  l'uno, un po' minore negli altri.

Sono state così progettate e costruite tre robuste travi in precompresso sulla luce di  $m\ 10,50$  soggette al carico simmetrico di questi pilastri (figg. 5 e 6).

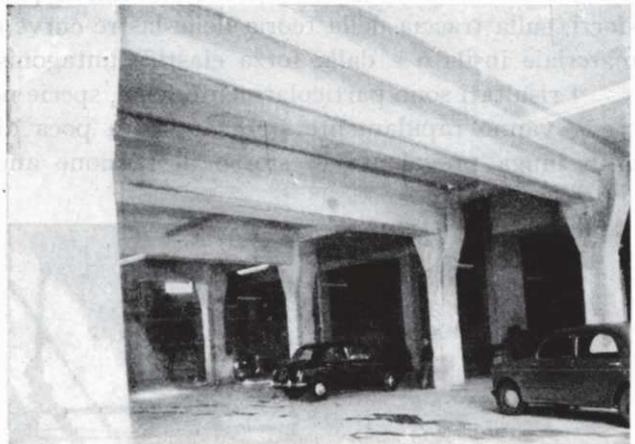


FIG. 4.

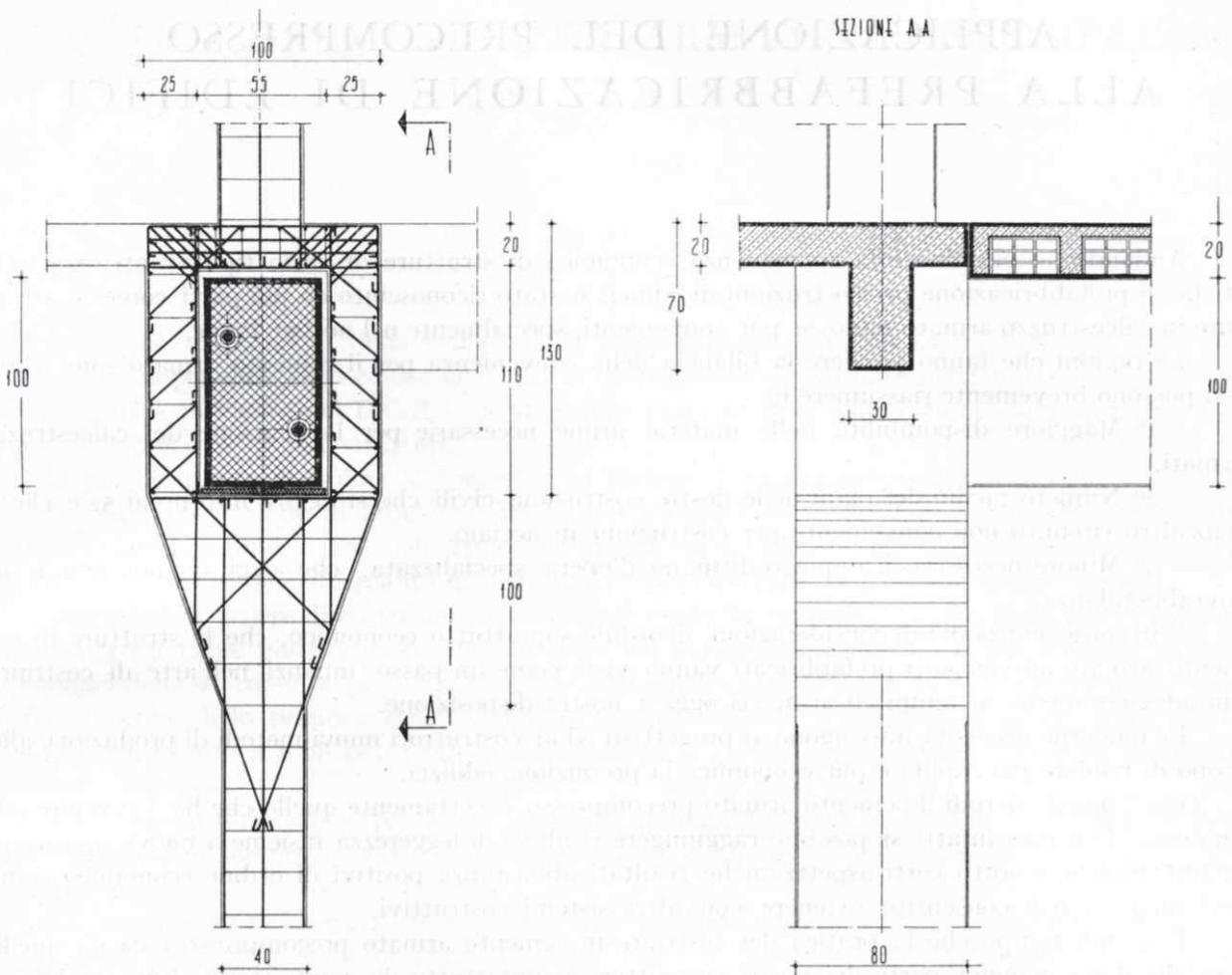


FIG. 5.

Le dimensioni delle travi si aggirano intorno ai *cm* 80 di larghezza (fig. 6), con lievi restringimenti verso gli appoggi, ed un metro di altezza costante, con breve soletta collaborante; per ragioni d'ingombro l'altezza è limitata.

I cavi adottati in n. 7 per la trave più gravosamente sollecitata, risultano di 42  $\varnothing$  5 ognuno, atti a sopportare uno sforzo di 80 *t* l'uno.

Per ottenere delle sezioni economicamente, soddisfacenti il baricentro dei cavi è stato tenuto esterno al nocciolo e prossimo al bordo inferiore della trave nella sezione più sollecitata, compensando poi col peso proprio e con parte del peso della sovrastruttura gli effetti statici della accennata posizione dei cavi.

Di conseguenza, sulle travi precomprese ancora in forma sono stati costruiti quattro degli otto ordini di pilastri, travi e solai e soltanto dopo questo zavorramento si è proceduto al tesaggio dei cavi per un'aliquota pari a circa il 45 % del valore finale ed al successivo disarmo delle travi precomprese; operazione che, quantunque impegnativa, non ha dato luogo ad inconvenienti.

Successivamente si è completata la costruzione del resto della ossatura e tesato il complesso dei cavi fino al valore finale.

In dipendenza del fatto che le travi andavano messe in carico dopo l'avvenuta costruzione di un certo numero di piani, si è dovuto far sì che le strutture precomprese non impedissero il sovrizzo della restante parte dell'edificio a struttura cementizia ordinaria.

Si è dovuto per tanto rinunciare al beneficio — in questo caso forse discutibile — della continuità rendendo le travi c. a. p. indipendenti dall'ossatura appoggiandole nelle teste dei pilastri relativi, di cui viene proiettata l'armatura (fig. 7) foggiate in modo da consentire l'accesso alle testate dei cavi per il tesaggio in tempi diversi e l'appoggio degli ordini successivi dei pilastri indipendentemente dalla presenza delle travi precomprese.

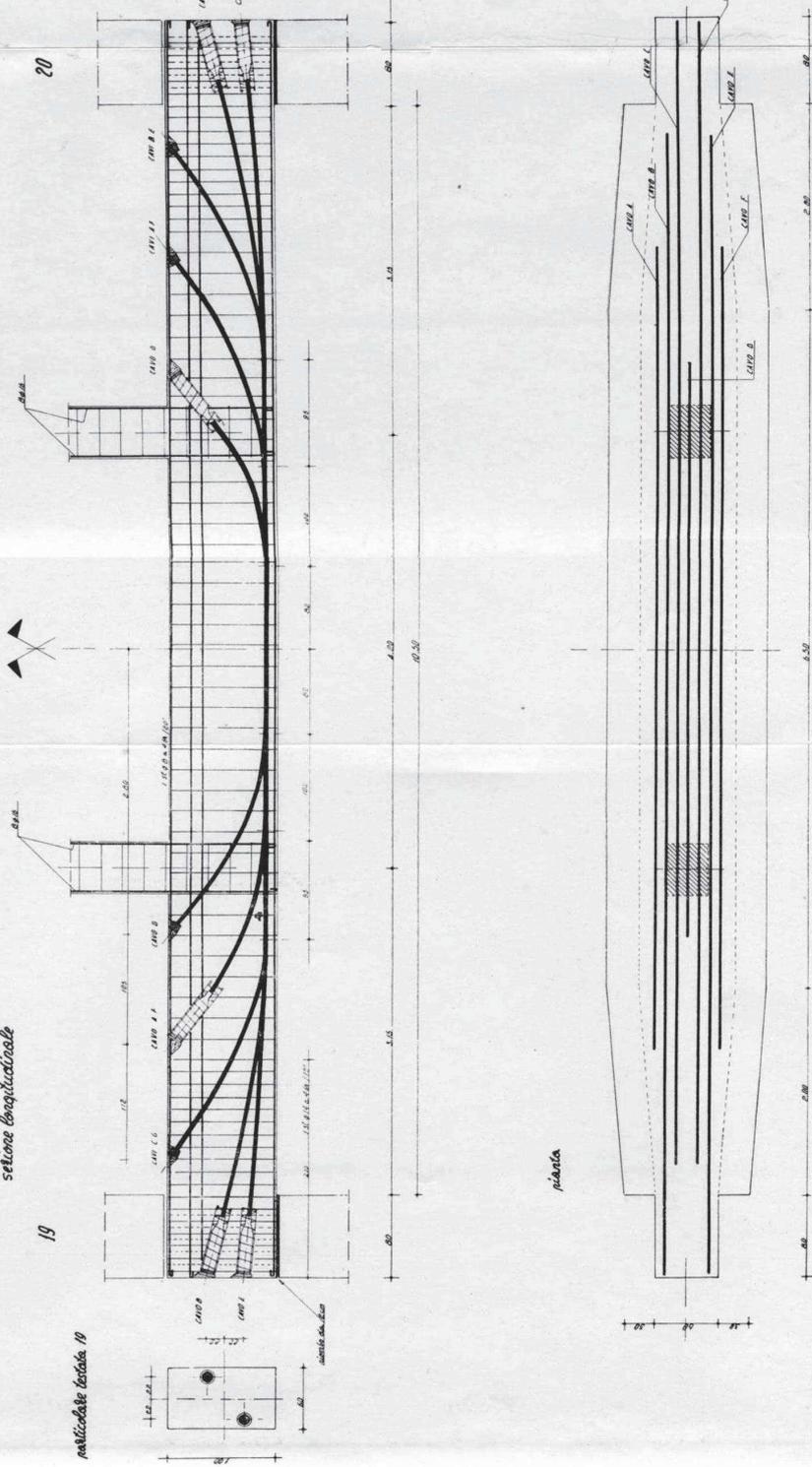
La copertura è completata da altre due travi in precompresso ma con carichi molto meno cospicui.

ȚARCE 19.20 (Nr 7 CNV din 42 p. 1)

stăruce longitudinală

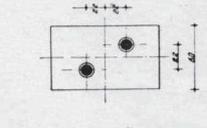
19

particularitate țarță 19

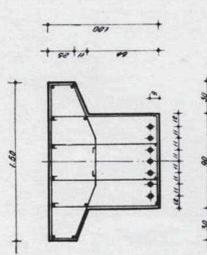


20

particularitate țarță 20



stăruce în metalică



stăruce în țarță

scara 1/10

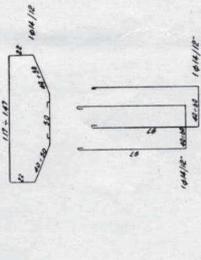


Fig. 6.



FIG. 7.

# APPLICAZIONE DEL PRECOMPRESSO ALLA PREFABBRICAZIONE DI EDIFICI

Andando ad esaminare la convenienza economica di strutture di vario tipo aventi caratteristiche di prefabbricazione per costruzioni di edifici, è stato riconosciuto da più parti come le strutture in calcestruzzo armato siano le più convenienti, specialmente nel nostro Paese.

Le ragioni che fanno pendere la bilancia della convenienza per il cemento armato sono varie e si possono brevemente riassumere in:

1° Maggiore disponibilità delle materie prime necessarie per l'esecuzione dei calcestruzzi armati.

2° Numero medio dei piani delle nostre costruzioni civili che si aggira intorno ai 5, e che è senz'altro ritenuto non conveniente per costruzioni in acciaio.

3° Minore necessità di impiego di mano d'opera specializzata, che oggi da noi non è in sovrabbondanza.

È in conseguenza di tali considerazioni, di ordine soprattutto economico, che le strutture in cemento armato ad elementi prefabbricati vanno viste come un passo innanzi nell'arte di costruire più adeguatamente ai tempi ed ai mezzi oggi a nostra disposizione.

Le moderne necessità impongono ai progettisti ed ai costruttori nuovi metodi di produzione allo scopo di rendere più rapida e più economica la produzione edilizia.

Fra i nuovi metodi il cemento armato precompresso è certamente quello che ha l'avvenire più luminoso. Con esso infatti si possono raggiungere risultati di leggerezza insieme a nuove concezioni architettoniche e sotto certi aspetti anche risultati abbastanza positivi di ordine economico come perlomeno non è consentito ottenere con altri sistemi costruttivi.

È quindi tempo che la pratica del costruire in cemento armato precompresso esca da quella fase che dalla maggior parte dei nostri costruttori e soprattutto da committenti, Enti pubblici e privati, è ritenuta ancora sperimentale, per inserirsi nel vivo della produzione nazionale contribuendo ad aumentare quella produttività tanto necessaria e tanto auspicata.

Ma come fare perchè venga rapidamente superata tale fase?

Prima di tutto occorre che venga riconosciuta dagli Organi superiori di controllo la validità e la portata delle esperienze fin qui fatte dai vari costruttori e sperimentatori, che vengano codificati



FIG. 1. — Fase iniziale del montaggio della struttura.

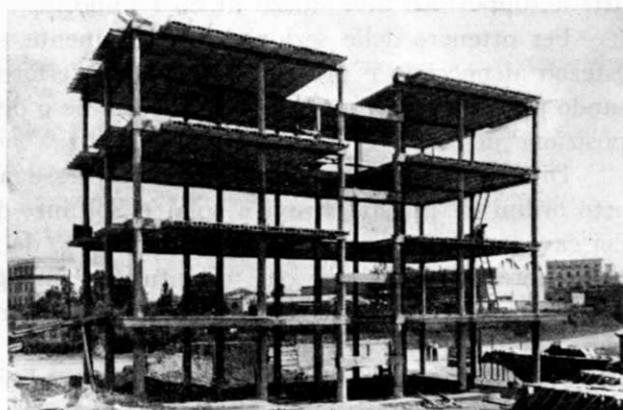


FIG. 2. — Struttura ultimata completa di solai.

in norme i risultati stessi e che, infine, venga limitato il campo delle applicazioni allo scopo di farne trarre rapido profitto anche al ramo dell'edilizia civile che più necessita di essere svecchiato.

Tali provvedimenti si rendono necessari soprattutto per mettere in condizioni i maggiori Enti di edilizia nazionali di costruire nell'ambito di questi nuovi orizzonti, e per giungere rapidamente a quella industrializzazione dell'edilizia ormai riconosciuta come inevitabile sbocco della nuova arte del costruire.

E mi permetto qui accennare ad un altro concetto di carattere generale sul piano pratico della realizzazione degli edifici.

Ritengo che sia giunto il momento della specializzazione e che pertanto si debba frazionare l'esecuzione degli appalti delle costruzioni di edifici almeno in due parti, e precisamente:

1° *appalto*: costruzione della struttura portante cioè della cosiddetta gabbia;

2° *appalto*: altre opere ed impianti vari.

Con tale frazionamento verranno divisi oltre che i compiti di lavoro, le responsabilità, toccando alla prima Impresa la parte preponderante che le spetta con il risultato di raggiungere una specializzazione nelle Ditte adeguata alle maggiori difficoltà costruttive derivanti dai nuovi metodi, i quali

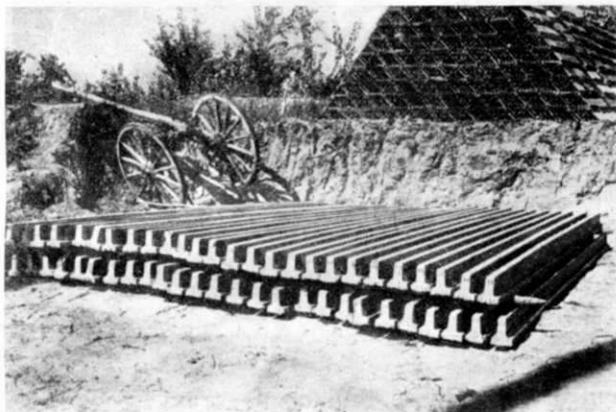


FIG. 3. — Travi secondarie in c.a. precompresso.

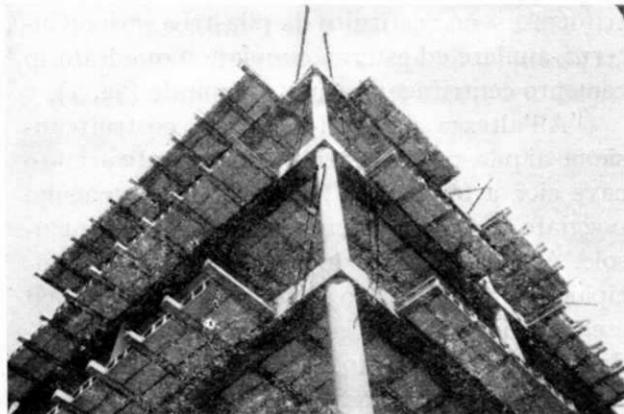


FIG. 4. — Particolare della struttura e degli sbalzi.

richiedono oltre che una specifica preparazione dei dirigenti e delle maestranze dell'Impresa, un senso di responsabilità che non vorrei definire maggiore, per non sminuire il valore delle nostre Imprese, ma che certamente dovrà essere più vagliato.

Si dovrebbe arrivare pertanto alla costituzione di un Albo apposito nel quale potranno venire iscritte le Imprese che dimostrino di possedere veramente i requisiti che saranno ritenuti necessari.

A tutte le altre Imprese l'altra parte di lavoro sotto diverso aspetto ugualmente importante.

La esecuzione delle opere relative alle strutture portanti degli edifici, appaltate alle Ditte specializzate scelte come detto sopra, potrebbe quindi essere affidata integralmente alla capacità delle Ditte stesse (industrie edilizie), concedendo ad esse quel prestigio che ormai si concede, senza neppure pensarlo, ad ogni altro industriale.

Dovrebbe quindi essere lasciata all'Impresa la massima libertà, sia per quanto riguarda l'applicazione dei sistemi costruttivi che per quanto può concernere i materiali impiegati, limitando il controllo al solo prodotto finito il quale perciò dovrà essere garantito dalla Ditta nelle enunciate caratteristiche come sarà garantita la intera costruzione.

Portandosi su di un piano di produzione industriale di *tipi* si potrà perfezionare il prodotto *casa* man mano che verranno segnalati dagli stessi consumatori difetti o quantomeno possibili modifiche per il miglioramento e l'adeguamento alle necessità ambientali o del tempo, così come avviene in ogni prodotto industriale.

Seguendo tali concetti si snellerà notevolmente il processo di costruzione, liberandolo dai normali controlli ma soprattutto dalle interferenze tecniche che attualmente, anche in presenza di massima concordia, è difficile che non si verifichino fra le Direzioni tecniche degli Enti appaltanti e quelle delle Imprese.

Si potranno così ottenere facilmente notevoli vantaggi economici e di rapidità di costruzione. Ci si può domandare quali potrebbero essere gli inconvenienti. A mio avviso nessuno: perchè la responsabilità delle Imprese sarà talmente piena e totale, senza possibilità di evasioni o di compromessi e così alto l'interesse commerciale delle fabbriche che esse, si può essere sicuri, imporranno ai propri tecnici le maggiori cautele.

Riferendomi al concetto di industrializzazione dell'edilizia, vi illustrerò un sistema di costruzione di gabbie in cemento armato per edifici, da me studiato e realizzato.

Con tale sistema si vuole giungere *non* ad una produzione industrializzata di case, ma ad una produzione industriale degli elementi di esse, lasciando al progettista il compito di usare con arte gli elementi nuovi che egli viene ad avere a disposizione.

Il sistema prevede la prefabbricazione degli elementi essenziali costituenti la gabbia in c.a., costruiti attualmente in fabbrica con vari sistemi in relazione sia alla convenienza che alla attuale attrezzatura industriale della Società costruttrice S.C.A.C. e cioè in cemento armato centrifugato, gli elementi portanti verticali, ed in cemento armato o vibrato o precompresso gli elementi costituenti le strutture orizzontali.

Le strutture portanti verticali in c.a. centrifugato sono costituite da pilastri a sezione interna anulare ed esterna circolare o quadrata in cemento centrifugato armato a spirale (fig. 1).

All'altezza dei vari piani sono costruite insieme ai pilastri delle mensole in cemento armato cave cioè a forma di *U*, sulle quali poi vengono poggiate le travi principali cave come le mensole. All'interno delle mensole e del trave principale viene ripiegato il ferro d'armatura ed eseguito in opera il getto atto a rendere solido e monolitico tutto il complesso strutturale.

Dette travi principali hanno delle finestrelle entro le quali si infilano le travi secondarie che costituiscono la tessitura dei solai.

Tali travi secondarie sono del tipo *Tas* in cemento precompresso costruite dalla S.C.A.C. (fig. 3). Fra di esse vengono interposti degli elementi in cemento pomice vibrati o di cotto. Le travi del solaio

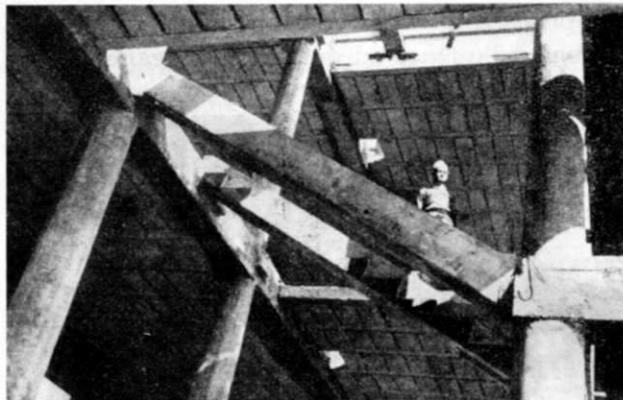


FIG. 5. — Particolare del montaggio dell'e scale.

sono a *T* rovescio semplice per il solaio, e spezzoni di travi a doppio *T* con doppia armatura disimmetrica per la costruzione degli sbalzi (fig. 4).

Tutta la gabbia così ottenuta è ancorata al terreno per mezzo di fondazioni costituita da larghi plinti in calcestruzzo collegati al piano di campagna da un cordolo in calcestruzzo armato. In tali plinti sono ricavate delle opportune sedi nelle quali vengono introdotti i pilastri a sezione anulare e saldati a cemento.

Le scale sono semplicemente ottenute mediante lastre di marmo da un lato incastrate nel muro e dall'altro poggiate sopra una trave prefabbricata ed ancorata a due successivi ripiani (fig. 5).

Come si è già accennato le armature di centro delle mensole e delle travi sono sporgenti, e all'atto della messa in opera, vengono sovrapposte e piegate, secondo le prescrizioni delle norme per i cementi armati.

La zona centrale delle mensole e delle travi; che risulta vuota, viene poi riempita con calcestruzzo, la cui composizione è del tutto analoga a quella delle parti prefabbricate.

L'attacco delle mensole alle travi coincide con i punti di inversione dei momenti flettenti o con i punti in cui tali momenti sono di piccolo valore assoluto. Nelle verifiche delle sezioni di congiunzione delle travi con le mensole sono state considerate le se-

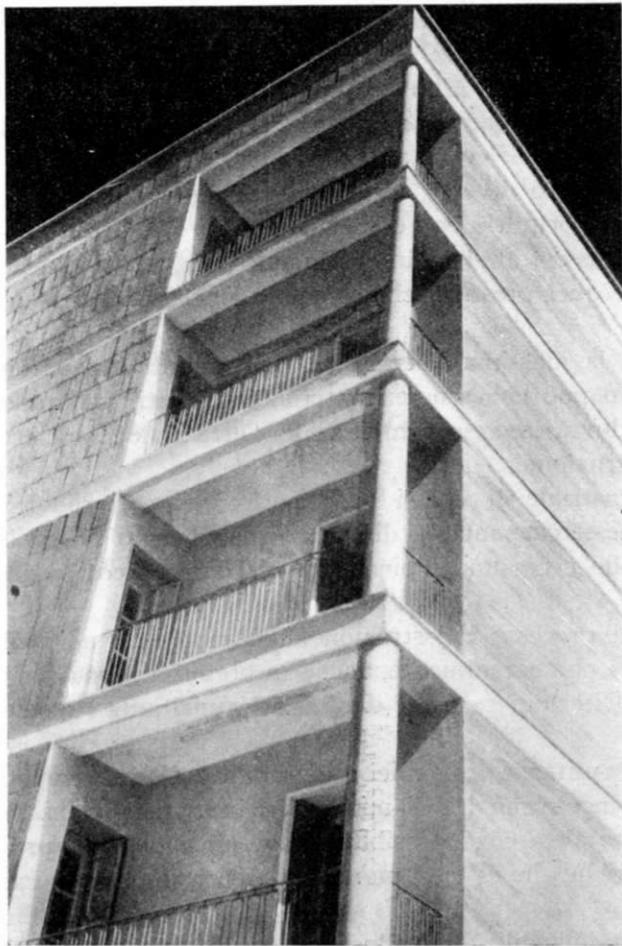


FIG. 6. — Particolare architettonico di un edificio costruito col sistema.

zioni ridotte al solo calcestruzzo di riempimento ed alla sola armatura centrale, che risultano senza soluzioni di continuità.

In base a tali accorgimenti si può considerare la struttura come un telaio (fig. 6).

Posso infine dirvi che è allo studio il perfezionamento del Sistema per cui la saldatura degli elementi prefabbricati avvenga anziché con i criteri del cemento armato normale, con quelli del cemento armato precompresso sfruttando le caratteristiche degli elementi costituenti le strutture principali ed orizzontali che essendo cave potranno permettere la posa delle armature da porre in pretensione.

In seguito a tale evoluzione esecutiva si potranno ottenere elementi prefabbricati più leggeri e quindi vantaggi economici e di rapidità di costruzione, nonché, con la possibilità di raggiungere luci maggiori fra i pilastri, sempre più grande libertà distributiva interna e conseguentemente una nuova estetica architettonica tale da sfatare il pregiudizio di molti che ritengono che l'industrializzazione e la prefabbricazione portino ad una limitazione delle possibilità e dei valori estetici a disposizione del progettista.

LUIGI CIARLINI

# PRODUZIONE ED IMPIEGHI DI TRAVI T.A.S. (TRAVI ARMONICHE SCAC, PRECOMPRESSE A FILI ADERENTI) PER PONTI FINO A 20 METRI DI LUCE

## PARTE PRIMA

### LE TRAVI T.A.S. PER IMPALCATI DA PONTE

#### Generalità

Le travi prefabbricate in cemento armato precompresso a fili aderenti, per impalcati di ponti di luci fino a  $m$  20, soddisfano l'esigenza dell'applicazione di elementi precompressi nel campo dei manufatti di modesta e media portata, per i quali non è conveniente l'applicazione di conglomerati precompressi realizzabili in cantiere.

Questi impalcati, oltre che dalle travi in cemento armato precompresso per aderenza, sono costituiti da soletta superiore di conglomerato ordinario, gettata in sito.

Le strutture miste anzidette non richiedono particolare specializzazione delle maestranze, né speciale attrezzatura, indispensabile per la realizzazione in cantiere di cementi armati precompressi a cavi scorrevoli.

Rispetto inoltre alle travate da ponte in cemento armato ordinario, le strutture miste accennate assicurano maggiore rapidità di esecuzione, risparmio di carpenteria e di ponteggi, modesto impiego di ferro ordinario, e consentono d'altra parte soluzioni esteticamente più gradite per la minore altezza delle strutture portanti, propria dei cementi armati precompressi.

Più avanti darò notizie di applicazioni, a mio avviso significative, di travi in conglomerato precompresso con armatura a fili aderenti d'acciaio armonico, di produzione corrente della S.C.A.C., denominate T.A.S. (Travi Armoniche Scac) per impalcati da ponte di luci da  $m$  6 a 20 circa.

Preciso fin d'ora, tuttavia, che la difficoltà di trasporto in cantiere di elementi monolitici di lunghezza fino a  $m$  20 e peso fino a  $t$  2. circa, è solitamente più apparente che reale, usando automotrici e rimorchi dotati di supporti rispettivamente girevoli e scorrevoli (chiamati billici), oppure carri ferroviari del tipo P.O.Z., o del tipo a billici.

Lo scarico delle travi si effettua mediante piani inclinati, argani, paranchi, ecc., il varo normalmente con Blondin o rulli, a secondo delle circostanze e delle attrezzature disponibili.

Durante il trasporto, lo scarico, l'accatastamento e la posa in opera, le T.A.S. debbono essere sempre disposte con l'ala più larga in basso e poggiate o sospese per le estremità, per non ingenerare in alcuna sezione momenti negativi probabilmente deleteri ai lembi superiori delle travi, in cui è modesta la compressione a vuoto, come vedremo più avanti.

#### Cenni sulla produzione di travi T.A.S. da ponte

Le travi T.A.S. da ponte, analoghe alle T.A.S. per l'edilizia, vengono prodotte su scala industriale nei numerosi stabilimenti della S.C.A.C. Esse sono a doppio T con anima sottile ed ali disuguali di cui è più larga quella inferiore, come accennato.

I tipi correnti sono denominati T.A.S. profili 30, 45, 52, di altezze rispettive 30, 45, 52  $cm$  e pesi di 65, 127, 191  $kg/m$  (cfr. figg. 1, 2, e 3).

L'armatura di precompressione è costituita da treccioline di acciaio armonico, a 2 o 3 fili di diametri variabili da  $mm$  1,5 a 2,4. Il passo delle spirali risultanti è di circa 10 diametri.

La distribuzione dell'armatura nelle sezioni è attuata secondo le esigenze locali della precompressione teorica, in modo da evitare tensioni tangenziali secondarie, che, ad esempio, si manifesterebbero agli attacchi dell'anima se si concentrassero le armature nelle ali.

L'acciaio armonico trafilato, di produzione italiana, ha un carico di rottura di 190-200  $kg/mm^2$ , un limite convenzionale elastico di 150-160  $kg/mm^2$  ed un allungamento percentuale a rottura del 6-8 %.

SCAC-MILANO  
UFFICIO DI ROMA

IMPALCATO CON TRAVI T.A.S. PROFILO 30

PONTE DELL' OSPEDALE A TERRACINA

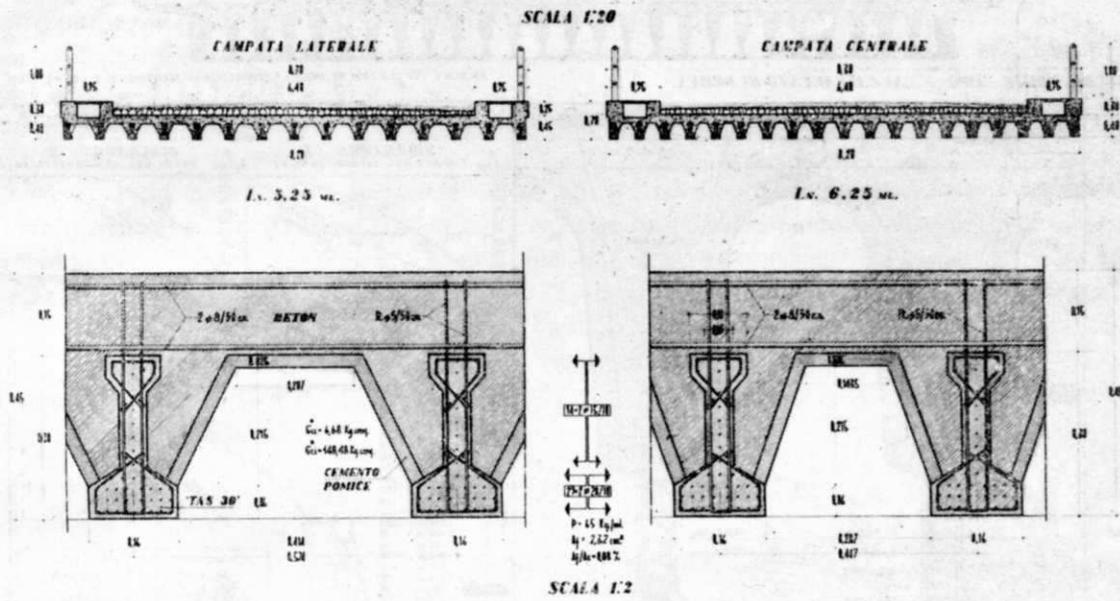


FIG. 1. — Sezioni e dettagli del ponte dell'ospedale con T.A.S. profilo 30.

SCAC-MILANO  
UFFICIO DI ROMA

IMPALCATO CON TRAVI T.A.S. PROFILO 45

PONTE S. ISIDORO SULL' AMASENO

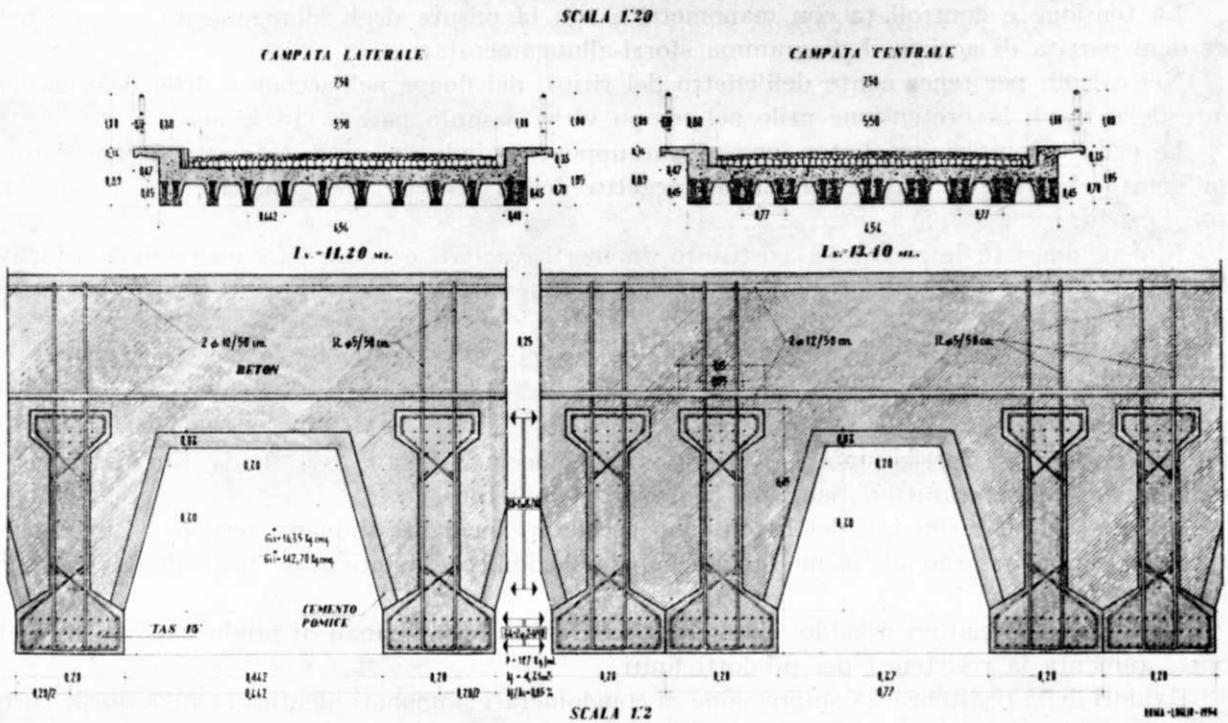


FIG. 2. — Sezioni e dettagli del ponte S. Isidoro con T.A.S. profilo 45.

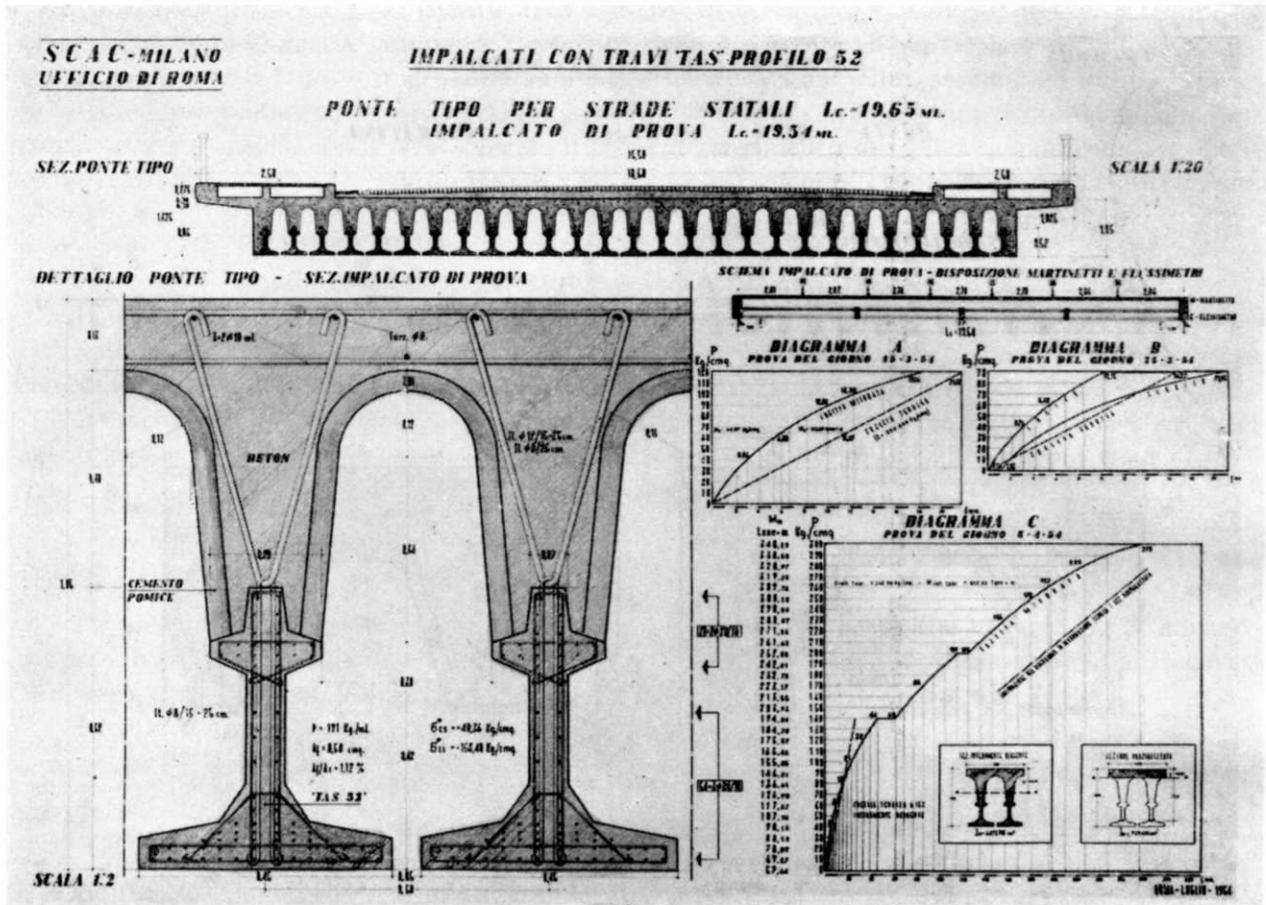


FIG. 3. — Sezioni di ponte tipo e dell'impalcato sperimentale con T.A.S. profilo 52. — Schema dell'impalcato sperimentale e diagrammi delle prove di carico.

Le treccioline vengono messe in tensione preventiva a  $135 \text{ kg/mm}^2$ , mediante appositi tenditori a martinetti idraulici, situati alle estremità dei banchi di produzione.

La tensione è controllata con manometri e con la misura degli allungamenti, essendo noto per ogni partita di acciaio il diagramma sforzi-allungamenti.

Nei calcoli, per tener conto dell'effetto del ritiro, del fluage nell'acciaio e delle deformazioni lente delle travi, la pretensione utile nel tempo viene assunta pari a  $110 \text{ kg/mm}^2$ .

La caduta complessiva di tensione si presuppone quindi del 18 % circa e questo dato è confortato da lunghe sperimentazioni, oggetto della recente comunicazione del chiarissimo prof. Cestelli.

Il conglomerato impiegato è costituito da inerti vagliati e lavati la cui granulometria, del tipo discontinuo, è conforme a particolari studi di laboratorio. Il cemento, tipo Ultracem, viene dosato in ragione di  $500 \text{ kg/m}^3$  di beton.

Il rapporto acqua-cemento vale mediamente 1 : 3.

Successivamente alla pretensione dell'armatura si esegue il getto del conglomerato entro le apposite forme metalliche dei banchi di produzione.

Dei pervibratori assicurano il costipamento omogeneo della massa fluida con conseguente miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale.

La presa e l'indurimento del beton sono accelerati mediante impianti termici a circolazione forzata di vapore attorno alle forme metalliche, circolazione che mantiene le stesse alla temperatura di circa  $50^\circ$ .

Anche la stagionatura a caldo, che garantisce due cicli settimanali di produzione di T.A.S. da ponte, aumenta la resistenza dei prodotti finiti.

I valori della resistenza a compressione di conglomerati stagionati identicamente a quelli costituenti la T.A.S., valgono mediamente  $420,520 \text{ kg/cm}^2$ , rispettivamente a 72 ore dal getto, a 28 giorni.

I banchi di produzione delle T.A.S. sono lunghi da  $m$  70 a 120 e consentono di gettare travi di qualsivoglia lunghezza mediante l'inserimento nelle forme di coppie ravvicinate di settori sagomati; questi settori, attraversati dalle treccioline di precompressione, fungono anche da elementi regolarizzatori dell'armatura lungo il banco.

Lo sbloccaggio dei tenditori di estremità, che procura la coazione nelle T.A.S., avviene a 72 ore dal getto; subito dopo si tagliano le treccioline d'acciaio in corrispondenza dei modesti vani tra le coppie dei setti divisorii ed alle estremità dei banchi; quindi si sformano le travi che sono così pronte per la spedizione e l'impiego.

### Caratteristiche degli impalcati con T.A.S.

Riguardo ai dettagli costruttivi, gli impalcati con T.A.S., già accennati, sono costituiti da elementi precompressi opportunamente intervallati, da solettone in conglomerato ordinario ad alta resistenza che abbraccia le T.A.S. oppure è solidale con esse, ed infine da elementi di cemento-pomice (o di altro materiale), sagomati ad U rovescio, realizzati a piè d'opera.

Queste volterrane, poggianti sulle ali delle T.A.S. inferiori o superiori, costituiscono la carpenteria all'intradosso che rimarrà incorporata nel solettone ed alleggeriscono, per la propria forma, l'impalcato. (Si confrontino le figure 1, 2 e 3).

Lo schema statico degli impalcati con T.A.S. è di solito quello della trave semplicemente appoggiata agli estremi.

Affinchè le strutture miste rispettino le ipotesi di calcolo è necessario che il conglomerato gettato in sito sia effettivamente monolitico con le travi precomprese.

Siccome le T.A.S. non possono sopportare il peso inerte delle volterrane e del solettone, durante il getto e la stagionatura dello stesso, senza subire una seria ed inamissibile alterazione dello stato di coazione iniziale (reso manifesto dalla caratteristica contromonta degli elementi), è necessario che durante la costruzione e la stagionatura degli impalcati si impieghino dei rompitratta ad interasse di 3-4 metri, atti a sopportare tutti i carichi della travata.

Per il disarmo valgono le stesse norme del cemento armato ordinario.

In esercizio tutta la sezione mista è sensibilmente reagente poichè l'asse neutro tange di solito il lembo superiore delle T.A.S., oppure è vicino.

Pertanto il beton ordinario lavorerà solo a compressione, a meno di quello che aderisce alle travi precomprese o che comunque risulti sotto l'asse neutro, beton da cui si prescinde, mentre le T.A.S. saranno decomprese secondo le ipotesi.

Il collegamento tra T.A.S. e conglomerato ordinario è assicurato dall'aderenza tra i due materiali e soprattutto dalla staffatura ordinaria delle T.A.S., che, sporgendo da esse, va a collegarsi con l'armatura della soletta.

L'irrigidimento trasversale della travata, in vista di carichi mobili eccentrici, è garantito dalla armatura trasversale della soletta e da appositi trasversi in cemento armato che interessano tutto l'impalcato, situati agli appoggi ed in posizione mediana.

In corrispondenza dei trasversi si omettono infatti le volterrane di alleggerimento e si adotta un'armatura ordinaria che attraversa le anime delle T.A.S., preventivamente forate senza ledere l'armatura di precompressione.

Per la propria struttura gli impalcati con T.A.S. oltre ad avere i requisiti di praticità, velocità costruttiva e convenienza economica, consentono senza alcuna complicazione la realizzazione di piani viabili obliqui o a sezioni di larghezza variabile, rispettivamente mediante traslazioni o divaricazioni di ciascuna T.A.S. rispetto a quella vicina.

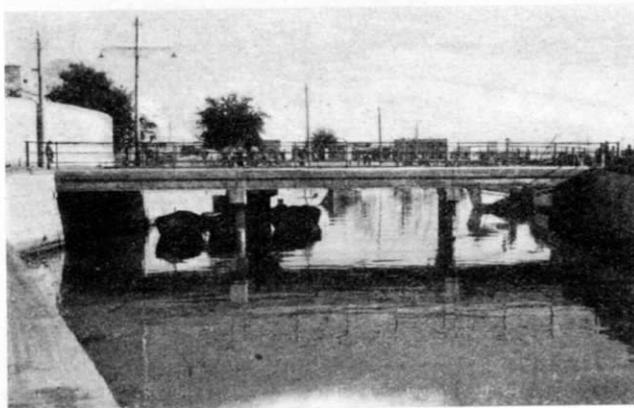


FIG. 4. — Vista del ponte dell'ospedale sul canale di Terracina.

PARTE SECONDA

PONTI REALIZZATI CON T.A.S. - STUDI ED ESPERIMENTAZIONI

Ponte dell'Ospedale sul canale navigabile di Terracina con T.A.S. profilo 30 (vedi figg. 1, 4, 5)

CARATTERISTICHE DELLE T.A.S. PROFILO 30

Peso:  $P = 65 \text{ kg/m}$ .

Sezione della trave:  $A_c = 263 \text{ cmq}$ .

Armatura di precompressione:  $A_f = 2,32 \text{ cmq}$ .

Rapporto:  $A_f/A_c = 0,88 \%$

Sollecitazioni a vuoto:  $\sigma_{cs}^* = + 6,68 \text{ kg/cmq}$ ;  $\sigma_{ci}^* = + 148,48 \text{ kg/cmq}$ .

DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Il manufatto venne eseguito dalla S.C.A.C. per il Genio Civile di Latina nel periodo giugno-agosto 1953.

Esso consta di tre impalcati obliqui di luci nette  $m$  5,25, 6,95, 5,25, misurate lungo l'asse della carreggiata.

Gli impalcati furono realizzati rispettivamente con 15-19-15 T.A.S. profilo 30 e solettoni di completamento in conglomerato ordinario.

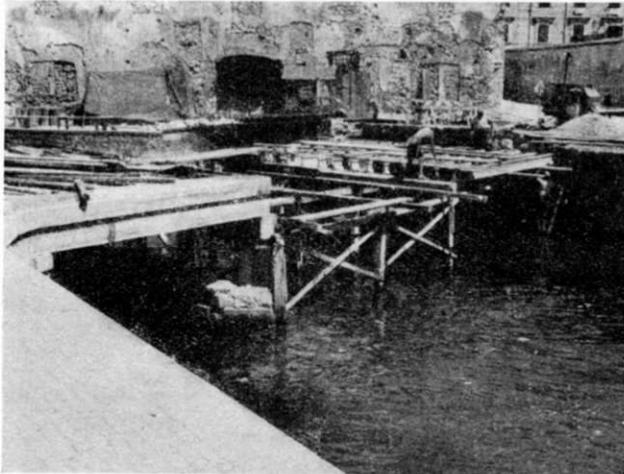


FIG. 5. — Ponte dell'ospedale sul canale di Terracina in costruzione.

Le campate, poggianti su due spallette di estremità e due stilate intermedie di colonne centrifugate, risultano alleggerite mediante volterrane di cemento-pomice poste sulle ali inferiori delle T.A.S. La lunghezza del ponte al vivo delle spalle risulta di  $m$  18,50. Gli interassi delle T.A.S. sono di  $m$  0,574 e 0,447, rispettivamente per le campate laterali e per quella centrale.

La carreggiata, costituita da macadam bitumato, misura trasversalmente  $m$  6,40, i marciapiedi laterali  $m$  0,95 ciascuno.

L'altezza costante delle strutture portanti è di  $cm$  45 pari a 1/12 ed 1/16 delle diverse luci nette.

I sovraccarichi previsti nel calcolo sono quelli relativi a ponti di prima categoria.

Le sollecitazioni in mezzeria sotto il carico teorico, risultano le seguenti:

*Campate laterali*

al lembo superiore del solettone :  $\sigma_s = + 46,50 \text{ kg/cmq}$

al lembo superiore delle T.A.S. :  $\sigma_{cs} = + 2,40 \text{ kg/cmq}$

al lembo inferiore delle T.A.S. :  $\sigma_{ci} = + 34,00 \text{ kg/cmq}$

*Campata centrale*

$\sigma_s = + 69,80 \text{ kg/cmq}$  ;  $\sigma_{cs} = + 6,20 \text{ kg/cmq}$  ;  $\sigma_{ci} = + 0,30 \text{ kg/cmq}$

Modeste sono le tensioni tangenziale ( $\sigma_{min} = - 5,40 \text{ kg/cmq}$ ); positive le verifiche a fessurazione e rottura ( $K_l = 1,34$ ;  $K_r = 2,43$ ).

Le inflessioni rilevate nelle mezzerie sotto i carichi di collaudo (di effetti confrontabili con quelli di calcolo) furono di  $mm$  0,45, 1,05, 0,45, rispettivamente per le tre campate.

Le inflessioni teoriche corrispondenti valgono  $mm$  1,82, 4,16, 1,82 supposto  $E = 250.000 \text{ kg/cmq}$ . Nessun commento ritengo necessario sul confronto riferito.

## Ponte Sant'Isidoro sul fiume Amaseno con T.A.S. profilo 45 (vedi figg. 2, 6, 7)

### CARATTERISTICHE DELLE T.A.S. PROFILO 45

Peso:  $P = 127 \text{ kg/m}$ .

Sezione delle trave:  $A_c = 510 \text{ cmq}$ .

Armatura di precompressione:  $A_f = 4,31 \text{ cmq}$ .

Rapporto  $A_f/A_c = 0,85 \%$ .

Sollecitazioni a vuoto:  $\sigma_{cs}^* = + 16,35 \text{ kg/cmq}$  ;  $\sigma_{ci}^* = + 142,70 \text{ kg/cmq}$ .

### DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Il ponte Sant'Isidoro venne eseguito dalla S.C.A.C. per il Consorzio Bonificazione Pontina nel periodo settembre 1952-marzo 1953.

Il manufatto è costituito da 3 impalcati indipendenti poggiati sulle spalle laterali in cemento armato e due pile intermedie in beton leggermente armato.

La lunghezza totale al vivo delle spalle risulta di  $m \ 37,00$ .

Le campate laterali presentano luci nette di  $m \ 11,20$ , quella centrale, luce di  $m \ 13,40$ .

Esse sono costituite rispettivamente da 12 e 18 T.A.S. profilo 45, incorporate in un solettone di conglomerato cementizio.

Elementi concavi di cemento pomice, posti sulle ali inferiori delle T.A.S., alleggeriscono le strutture.

Le campate laterali hanno otto travi precomprese singole, ad interasse di  $m \ 0,662$  ed ai bordi 2 coppie di T.A.S. La campata centrale è armata invece con 9 gruppi di 2 T.A.S. ad interasse di  $m \ 0,770$ .

La carreggiata, costituita da macadam semplice, misura trasversalmente  $m \ 5,50$ , i marciapiedi laterali, parzialmente a sbalzo, un metro ciascuno.

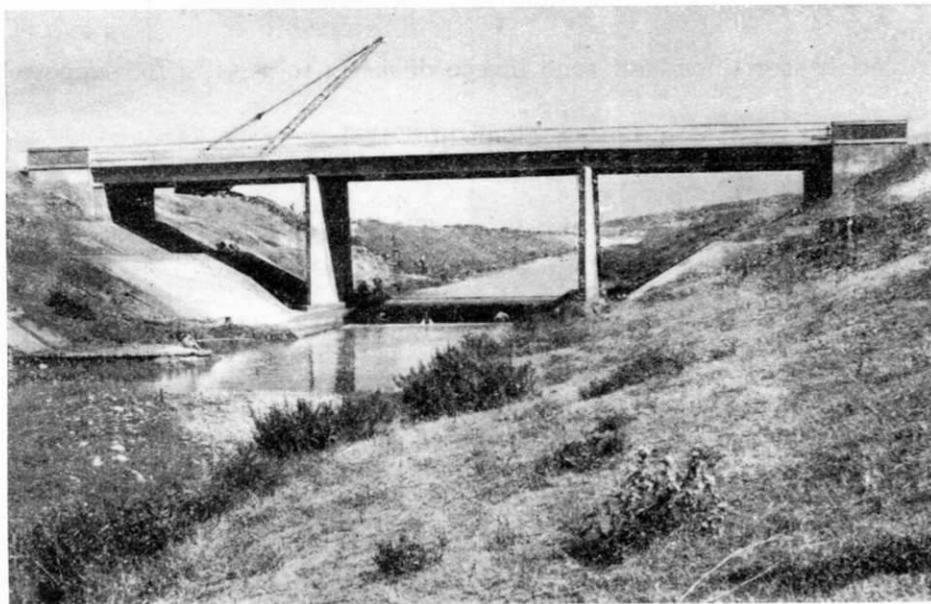


FIG. 6. — Vista del ponte S. Isidoro sul fiume Amaseno.

L'altezza totale delle strutture portanti è di  $cm \ 70$  pari ad  $1/16$  ed  $1/19$  delle luci nette, rispettivamente per le campate laterali e per quella mediana.

I sovraccarichi assunti nel calcolo sono quelli relativi a ponti di seconda categoria. Le sollecitazioni teoriche in mezzera sono:

*Campate laterali:*

$$\sigma_s = + 68,40 \text{ kg/cmq} \ ; \ \sigma_{cs} = + 2,20 \text{ kg/cmq} \ ; \ \sigma_{ci} = + 18,30 \text{ kg/cmq}$$

*Campata centrale:*

$$\sigma_s = + 76,40 \text{ kg/cmq} ; \sigma_{cs} = + 12,40 \text{ kg/cmq} ; \sigma_{ci} = + 19,40 \text{ kg/cmq}$$

Modeste risultano le tensioni tangenziali ( $\tau_{min} = - 5,35 \text{ kg/cmq}$ ), soddisfacenti le verifiche a fessurazione e rottura ( $K_f = 1,45$ ;  $K_r = 2,67$ ).

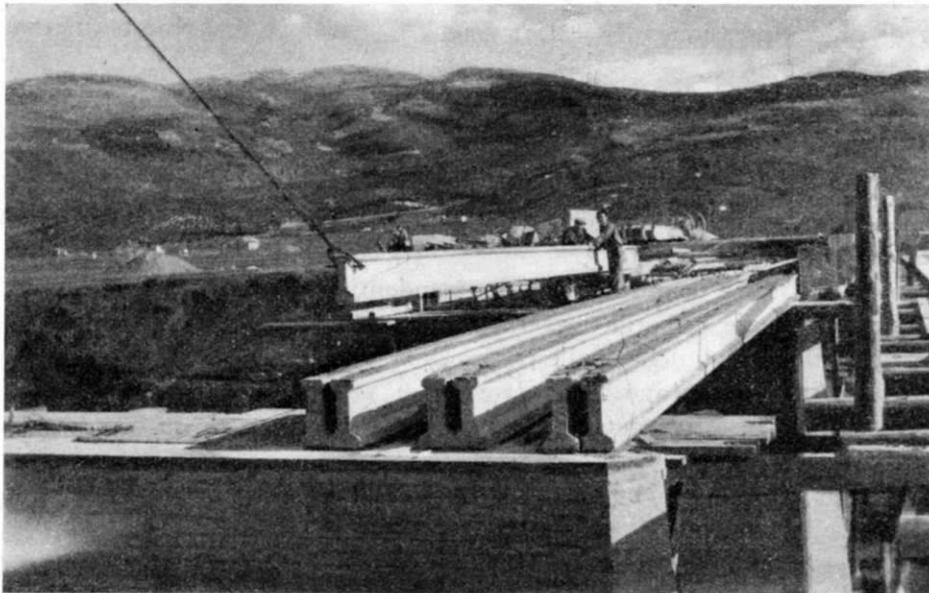


FIG. 7. — Varo delle T.A.S. del ponte S. Isidoro sull'Amaseno.

Durante le prove di carico, i cui effetti erano maggiori mediamente del 9 % rispetto a quelli di calcolo, si rilevarono le seguenti inflessioni nelle mezzerie: *mm* 0,80, 1,40, 0,80, rispettivamente per le tre campate.

Le frecce teoriche corrispondenti sono invece di *mm* 4,10, 5,51, 4,10, supposto  $E = 250.000 \text{ kg/cmq}$ .

Anche in questo caso il confronto è eloquente.

### **Ponte tipo per strade statali con T.A.S. profilo 52 (vedi fig. 3)**

CARATTERISTICHE DELLE T.A.S. PROFILO 52.

Peso:  $P = 191 \text{ kg/m}$ .

Sezione della trave:  $A_c = 767 \text{ cmq}$ .

Armatura di precompressione:  $A_f = 8,58 \text{ cmq}$ .

Rapporto:  $A_f/A_c = 1,12 \%$ .

Sollecitazioni a vuoto:  $\sigma_{cs}^* = + 40,36 \text{ kg/cmq} ; \sigma_{ci}^* = + 150,40 \text{ kg/cmq}$ .

DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

La progettazione di un manufatto tipo per strade statali, previsto con T.A.S. profilo 52 di recente produzione, si è eseguita allo scopo di acquisire dati teorici per i collaudi di stabilimento di un impalcato sperimentale.

Su questi collaudi riferirò tra poco.

Il ponte tipo è stato previsto della luce di calcolo di *m* 19,65. La carreggiata, costituita da pietrini di basalto allettati con beton magro, misura trasversalmente *m* 10,50. Ai lati vi sono due marciapiedi, parzialmente a sbalzo, di *m* 2,50 ciascuno.

L'impalcato, semplicemente appoggiato sulle spalle, è costituito da 27 T.A.S. profilo 52 (di altezza *cm* 52, ad interasse di *cm* 50) e da un solettone superiore di conglomerato cementizio ad alta resistenza.

L'altezza totale della struttura è di  $m$  1,05. Elementi di cemento-pomice, sagomati a volta con alti piedritti, sono collocati sulle ali superiori delle T.A.S. e contengono, come già detto, il conglomerato del solettone durante il getto.

La particolare forma e giacitura delle volterrane conferisce a questo tipo d'impalcato notevole snellezza e quindi leggerezza.

Il collegamento delle travi prefabbricate con il solettone di beton ordinario (che bagna un modesto perimetro delle T.A.S.) è assicurato da staffe di diametro e passo variabili. Dette staffe assorbono pure, integralmente, la tensione tangenziale nelle sezioni sovrastanti le travi precomprese.

Gli irrigidimenti trasversali dell'impalcato sono realizzati con solide travi in cemento armato che interessano tutta la struttura.

I sovraccarichi previsti nel calcolo sono quelli della vigente circolare A.N.A.S. (un treno di carichi militari, due treni di autocarri tipo e folla sui marciapiedi). Oltre alla maggiorazione dinamica regolamentare, si è tenuto conto dell'effetto di massima eccentricità dei treni mobili sul piano viabile, assumendo come incremento metà di quello relativo ad impalcato infinitamente rigido trasversalmente e ciò nell'ipotesi, convalidata dalla realtà, che la travata progettata sia cedevolmente elastica in senso trasversale ( $\varphi_d = 1,268$ ;  $\Delta_e \text{ max} = 1,146$ ).

Il momento totale teorico massimo in mezzeria è risultato di  $1686,70 t \times m$ . Le sollecitazioni nella mezzeria, sotto carico, valgono:

$$\sigma_s = + 84,44 \text{ kg/cmq} \quad ; \quad \sigma_{cs} = + 18,75 \text{ kg/cmq} \quad ; \quad \sigma_{ci} = + 24,74 \text{ kg/cmq}$$

I coefficienti minimi di sicurezza e fessurazione e rottura sono:  $K_f = 1,58$ ;  $K_r = 2,50$ .

La tensione tangenziale minima secondo una direzione principale è risultata nelle T.A.S.  $\tau_{\text{min}} = -5,80 \text{ kg/cmq}$ , quella massima ordinaria nel beton  $\tau_o = 10,46 \text{ kg/cmq}$ .

### Impalcato di prova con T.A.S. profilo 52 (vedi figg. 3, 8, 9)

#### DESCRIZIONE ED ANALOGIE CON IL PONTE TIPO PER STRADE STATALI

Come ho riferito, un impalcato di prova con T.A.S. profilo 52 è stato realizzato e sperimentato recentemente nello Stabilimento S.C.A.C. di Monterotondo, per accertare l'effettivo comportamento di quelle T.A.S. nella realizzazione di travate da ponte della lunghezza di  $m$  20 circa.

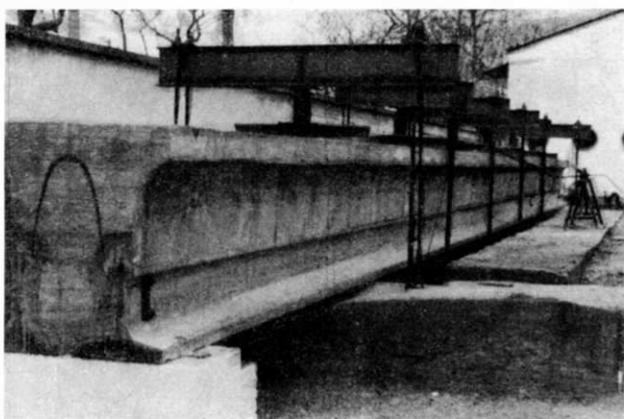


Fig. 8. — Vista dell'impalcato sperimentale con T.A.S. profilo 52.

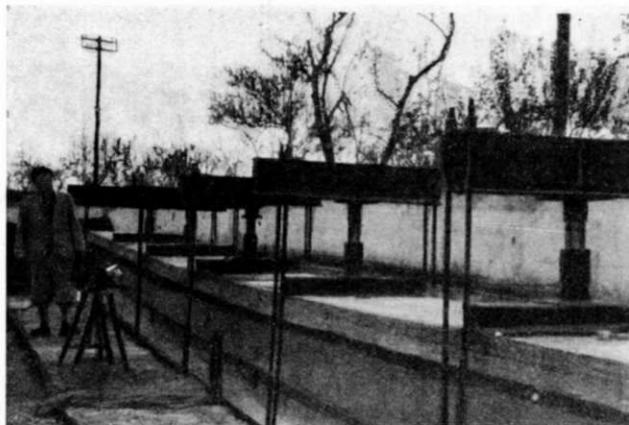


Fig. 9. — Collaudo dell'impalcato sperimentale con T.A.S. profilo 52.

L'impalcato di collaudo, semplicemente appoggiato agli estremi, ha infatti una luce teorica di  $m$  19,54; consta di due T.A.S. profilo 52 e relativa sovrastruttura di un metro larghezza.

L'altezza totale ( $m$  1,05), l'interasse delle travi precomprese ( $m$  0,50), nonché la forma e posizione degli elementi di alleggerimento, della soletta di completamento e dei trasversi, sono uguali sia nell'impalcato sperimentale che nel ponte tipo di riferimento.

Questa identità, sia pure riferita ad un metro di struttura portante generica, consente, con buona approssimazione, di estendere i risultati delle esperienze in particolare al ponte di cui è ipotizzata la costruzione ed in generale ad analoghi impalcati da ponte, secondo gli intenti.

La determinazione preventiva del momento flettente totale utile dell'impalcato da sperimentare, corrispondente a quello totale che sollecita il ponte di riferimento sotto il carico massimo, si è effettuata riducendo questo momento ( $M_{tot} = 1686,70 t \times m$ ) secondo il rapporto dei momento d'inerzia ( $R_1 = 0,07236$ ), peraltro poco dissimile dal rapporto dei numeri delle T.A.S. rispettive ( $R_2 = 2/27 = 0,07407$ ).

Il momento utile dell'impalcato è risultato  $M_u = 122,05 t \times m$ .

Il momento in mezzera dovuto al peso proprio vale nell'impalcato di prova  $M_{pp} = 59,65 t \times m$ .

Sull'impalcato sono state eseguite varie prove di carico mediante 6 martinetti idraulici uguali con alimentazione e controllo manometrico centralizzati.

I martinetti, della portata massima di 20 tonnellate alla pressione di 350 atmosfere, erano agenti, mediante intelaiature metalliche di contrasto, nei punti di cui allo schema riportato nella figura 3. Nello stesso schema sono segnate le posizioni dei 4 flessimetri di controllo.

#### PROVE DI CARICO SULL'IMPALCATO SPERIMENTALE

Le prove di carico sull'impalcato sperimentale avvennero nei giorni 25 marzo, 26 marzo e 6 aprile 1954; esse furono curate dal prof. Cestelli ed eseguite alla presenza di alti Funzionari del Ministero Lavori Pubblici e di altre Amministrazioni.

I risultati appaiono dai diagrammi *A, B, C* della figura 3.

#### Conclusioni

Dall'esposizione sintetica che ho svolto sulla produzione, le esperienze e l'impiego, di travi T.A.S. per impalcati da ponte, ritengo possa concludersi essere gli elementi precompressi di produzione S.C.A.C. altamente idonei alla formazione di strutture di luce fino a 20 metri.

A. GIAMMATTEO

# CENNI SU ALCUNE APPLICAZIONI DEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO NEL CAMPO DELLE CANALIZZAZIONI IRRIGUE

Mi sia consentito intrattenere per qualche minuto l'uditorio per fare una breve comunicazione al riguardo delle applicazioni del cemento armato precompresso nel settore delle opere di bonifica e più specificatamente in quello delle opere irrigue.

Di fronte alle interessantissime trattazioni di elevato livello scientifico svolte dagli oratori sinora avvicendatisi, questo intervento assume ben modesto aspetto; tuttavia ritengo che, dal punto di vista pratico, anche semplici « notizie di cronaca », quali mi appresto a dare, possano ugualmente destare un certo interesse anche in questa sede.

Intendo infatti accennare ad alcune opere in cemento armato precompresso che la « Cassa per il Mezzogiorno » si appresta ad eseguire ed agli intendimenti che esistono in materia.

Tralascierò di fare specifico cenno alle applicazioni di tubazioni in cemento armato precompresso ormai di uso corrente nei casi di sifoni e di quelle ben note nel settore dei ponti-canali.

Le strutture invece che hanno maggiore interesse, anche sotto l'aspetto quantitativo, sono quelle che riguardano i canali a pelo libero. Canali che per il nostro caso abbracciano una larghissima gamma di dimensioni che corrispondono a portate variabili da alcune decine di *mc* al secondo per le adduzioni, sino a poche decine di litri al secondo per la rete di minuta distribuzione dell'acqua agli utenti.

Nella esecuzione delle opere che la « Cassa » ha finanziato e programmato, molto spesso nella ricerca della struttura ottimale, intendo dire quella più conveniente che deriva dal compromesso dei molteplici aspetti costruttivi, funzionali ed economici, il cemento armato precompresso è stato assai spesso preso in considerazione; sinora hanno prevalso i casi delle medie e piccole portate.

Così, ad esempio, in un comprensorio di bonifica in Sicilia sta sorgendo una canalizzazione pensile in cemento armato precompresso a campate prefabbricate di 7 metri di lunghezza, montate su supporti pur essi prefabbricati; la sezione è del tipo semicircolare e consente il deflusso di portate sino ad un *mc/sec*; le giunzioni sono realizzate mediante tondino di gomma schiacciato dal peso della campata contro la sella coprigiunto, il che assicura anche la tenuta stagna.

Detta canalizzazione, per ora prevista con uno sviluppo di una dozzina di chilometri, sotto un certo aspetto può dirsi abbia carattere sperimentale.

Chiarisco subito che detta sperimentality deve intendersi soprattutto volta ad accertare le pratiche possibilità costruttive nel campo dei lavori pubblici in Italia, la rispondenza del sistema alle nostre caratteristiche ambientali e l'adattamento alla prassi progettuale italiana. Infatti trattasi di una applicazione in Italia di quel che all'estero, ad esempio nel Marocco Francese, si fa in larga scala con indubbio successo. Detta canalizzazione sostituisce, con un deciso minor costo e migliori caratteristiche tecniche e funzionali, una struttura originariamente prevista in cemento armato normale.

Anche per il campo delle canalizzazioni minori, la « Cassa » ha studiato a fondo il problema inquadrandolo in situazioni di largo respiro, quali si verificheranno nei maggiori comprensori da irrigarsi, dove lo sviluppo della rete potrà raggiungere anche i 1000 chilometri.

Si è pensato ad impianti centralizzati per la produzione in grande serie di canalette prefabbricate anche in cemento armato precompresso.

Da previsioni e da calcoli fatti, sulla scorta anche di analoghe realizzazioni effettuate in altri Paesi, si è accertato che in linea tecnica ed economica queste nuove strutture appaiono molto interessanti, tanto che non è da escludersi che possa darsi il via al loro inserimento tra le opere irrigue entro un tempo relativamente breve, una volta messi a punto anche i problemi procedurali che dette realizzazioni comportano.

Comunque, in via generale, considerando che il programma della Cassa per il Mezzogiorno prevede l'irrigazione di circa 360.000 *ha*, data anche la diversità delle situazioni e la particolarità

di alcune di esse, non può pensarsi alla assenza di una affermazione del precompresso anche in questo settore.

Dal punto di vista generale anche la « Cassa » condivide i vantaggi che il cemento armato precompresso apporta nel campo delle canalizzazioni, vantaggi che possono sintetizzarsi nei seguenti: tutti quelli ben noti che derivano da una produzione centralizzata di strutture prefabbricate (qualificazione della produzione, facilità dei controlli tecnici, maggiori garanzie di resistenza, ecc.);

adozione di campate monolitiche di elevata lunghezza non ottenibile per il caso delle altre strutture e conseguente riduzione del numero dei giunti e quindi delle perdite di acqua;

migliore qualità e maggiore resistenza del calcestruzzo dovute alla precompressione e quindi anche maggior durata specie nell'ambiente geoclimatico meridionale;

minori oneri di manutenzione;

costi che, in alcuni casi, come già detto, possono essere inferiori a quelli relativi ad altre strutture.

Vi è dunque sufficiente materia per poter accogliere con molto interesse la tecnica del « precompresso », anche nel campo delle canalizzazioni ed annessi manufatti a servizio dell'agricoltura ed è anche facilmente prevedibile che l'impiego di questa tecnica guadagnerà rapidamente terreno, specialmente quando i costi di produzione potranno consentirne la applicazione anche in quelle zone dove la minor suscettività agraria limita le possibilità dell'ingegnere, obbligandolo ad adottare soluzioni strutturali di minore spesa per non gravare oltre il possibile la proprietà.

FABIO CONSOLO

## LE PIÙ RECENTI COSTRUZIONI TEDESCHE

L'attuale situazione nel campo del cemento armato precompresso in Germania si differenzia da quella esistente in altri Paesi evidentemente per il fatto che da noi esiste un'imbarazzante numero di sistemi diversi, mentre in altri Paesi vengono impiegati esclusivamente alcuni procedimenti, in numero, comunque, molto ridotto. Se io dovessi dare, in questa sede, una relazione particolareggiata di tutti questi sistemi correrei il rischio di stancarvi. Per questa ragione vi prego di non aspettarvi da me un'enumerazione completa e senza lacune. Voi potrete invece trovare tale completa ed esauriente enumerazione nel libro comparso di recente dal titolo *Spann-beton*, di Möll, il quale fornisce un prospetto internazionale sull'argomento.

Se ci si vuole rendere conto della nostra situazione, è necessario conoscere il carattere della industria tedesca delle costruzioni. Il peso maggiore dello sviluppo tecnico delle costruzioni va attribuito da noi ad un gruppo di imprese di costruzione, le quali dispongono di un ufficio tecnico proprio, che viene diretto da ingegneri di sperimentata capacità. Queste imprese si trovano l'una nei riguardi dell'altra nonchè anche nei riguardi degli ingegneri liberi professionisti in accanita concorrenza. In questa concorrenza un nuovo sistema di costruzione può dare spesso la prevalenza. Chi riesce a realizzare il progetto messo a concorso con i quantitativi minori di calcestruzzo di cemento e di acciaio, con un tempo di costruzione più breve, facendo a meno delle centinature oppure con l'ottenimento di speciali vantaggi, riuscirà il vincitore nel concorso stesso. A questo proposito, tuttavia, le ditte debbono lottare accanitamente fra di loro, poichè il numero delle imprese di costruzioni attrezzate e capaci è talmente grande che, anche nell'attuale favorevole congiuntura costituita dall'attività di ricostruzione, non tutte le ditte in questione riescono a conseguire una sufficiente misura di occupazione.

Per la ragione che è stata esposta, da noi in Germania, i primi successi conseguiti dai pionieri della costruzione in cemento armato precompresso hanno stimolato numerosi altri ad applicare questo sistema di costruzione. Poichè coloro che hanno osato tentare le nuove vie, si sono protetti, dalle imitazioni, a mezzo di brevetti, per assicurarsi, almeno in un secondo tempo, il recupero del denaro speso nel tirocinio, a tutti coloro che sono entrati in lizza successivamente, non è restato altro che tentare di seguire nuove strade. Per questa ragione le capacità intellettive dei migliori tecnici si sono concentrate nello studio del cemento armato precompresso. Naturalmente è bene mettere subito in evidenza che non basta seguire un'altra via o fare diversamente dagli altri, ma si deve tentare di fare in maniera migliore. Per questa ragione si tendono le orecchie per carpire qualcosa delle esperienze che sono state fatte dai predecessori, per poter utilizzare i risultati da essi ottenuti, in maniera estremamente rapida per i propri scopi. In questa maniera ci si spinge reciprocamente ed incessantemente verso il perfezionamento. Tuttavia porta il suo contributo, in questo senso, anche un'altra forza, quella cioè costituita dall'impegno imposto dagli obblighi del loro ufficio, di coloro che hanno il compito, in relazione alle loro mansioni, di approvare e di lasciar erigere le costruzioni in cemento armato precompresso, dagli uomini cioè che per primi offrono possibilità di realizzare nuove idee costruttive. Essi richiedono delle dimostrazioni pratiche, per quello che, in un primo tempo, potrebbe sembrare materia soltanto di fede. Essi tentano a mezzo dell'esecuzione di misure di convincersi di ciò che hanno osservato e che vogliono rendere noto. Dalla collaborazione ed occasionalmente dal contrasto del costruttore intraprendente, dell'imprenditore coraggioso, dello scienziato che tenta di comprendere dal punto di vista teorico la novità del concorrente con il quale si può anche avere a che fare e di tutti coloro che debbono accollarsi la loro parte di responsabilità, si genera un approfondimento sempre maggiore delle nostre conoscenze sul cemento armato precompresso ed aumenta in tale maniera la sicurezza delle costruzioni con esso realizzate. Per quanto sta nelle nostre possibilità, noi seguiamo anche, e con molta attenzione, quanto viene studiato e sperimentato negli altri Paesi.

L'elevato numero dei sistemi, costituisce dunque una conseguenza della novità di impiego del cemento armato precompresso per la stessa ragione che 50 anni fa si aveva una molteplicità

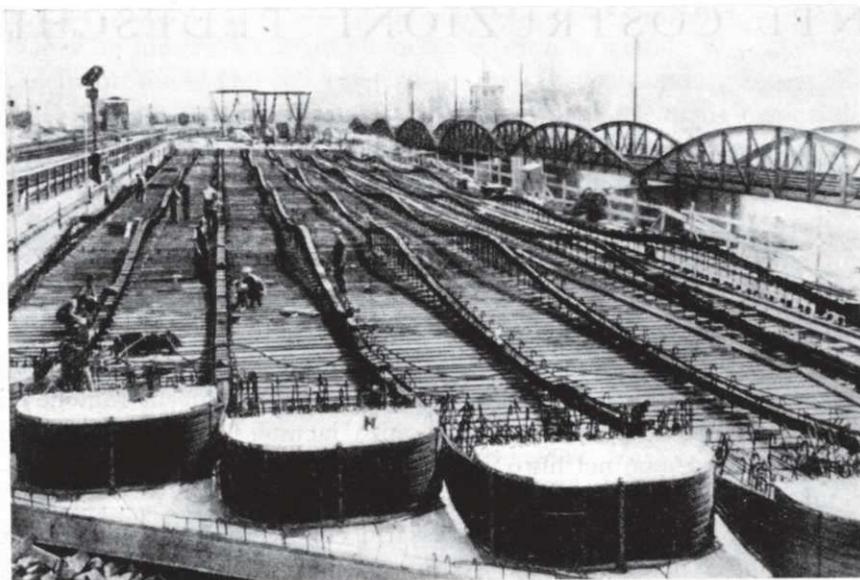


FIG. 1. — Ponte sul canale del Neckar alla stazione di Heilbronn.

che completamente diverse fra di loro. Ciò che si è aggiunto successivamente è costituito, in sostanza, da uno scostamento da questi sistemi originari.

Il procedimento di Hoyer è caratterizzato dall'impiego di fili sottili come armatura di tensione e dalla rinuncia ad un particolare ancoraggio, per cui le parti costruttive finite possono essere suddivise in pezzi di lunghezza a piacere. In questo procedimento, l'armatura tesa viene annegata nel calcestruzzo. Il procedimento di Hoyer viene impiegato in molti Paesi, e per quanto è a mia conoscenza, anche in Italia. Evidentemente esso viene particolarmente apprezzato per la sua semplicità.

La lavorazione nella piattaforma di trazione e la possibilità di ripartizione limitano e consigliano l'impiego del procedimento di Hoyer e dei procedimenti affini per la produzione di parti costruttive prefabbricate. Rimane in discussione l'opportunità e la rispondenza allo scopo dello ancoraggio per aderenza dei fili diritti e lisci. Noi tentiamo di stabilire i limiti, entro i quali questo ancoraggio è ammissibile.

Il procedimento di Freyssinet lo posso qui considerare come noto ai miei ascoltatori. Del procedimento Dyckerhoff & Widmann darà relazione in a sua volta il dott. Finsterwalder (v. p. 45.) Per questa ragione mi sia permesso di iniziare le ulteriori considerazioni che riguardano il sistema di Baur & Leonhardt.

La figura 1 che rappresenta il primo ponte ferroviario in cemento presollecitato che sia stato costruito in Germania, permette di osservare la caratteristica del sistema costruttivo Baur & Leonhardt. Voi potrete osservare, in primo piano, dei blocchi di calcestruzzo di cemento avanti forma arrotondata, e cioè le cosiddette teste di tensione e potrete altresì riconoscere i trefoli di acciaio che vi si appoggiano. Questi trefoli vengono tirati, come un nastro continuo, da un'estremità all'altra del ponte avanti e indietro nonchè avvolti, in corrispondenza delle estremità del ponte, ogni volta intorno al blocco semirotondo. Tra i blocchi i trefoli vengono raccolti in modo da dar luogo ad

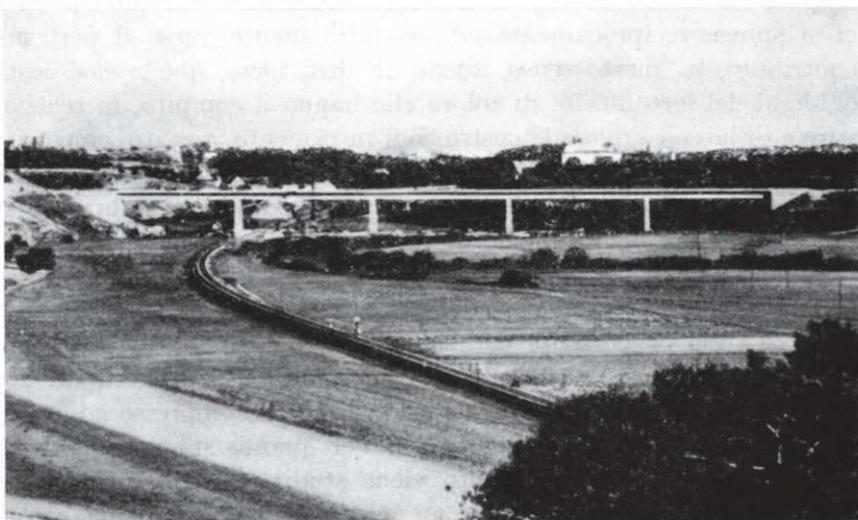


FIG. 2. — Ponte nella valle danubiana, presso Untermarchtal.

di sistemi di cemento armato, fino ad arrivare alla epoca in cui lo sviluppo più importante del sistema di costruzione si poteva considerare concluso.

All'inizio dell'impiego del cemento armato pre-compresso, in Germania venivano usati i procedimenti di Hoyer, di Freyssinet in combinazione con la Ditta Wayss & Freytag, di Finsterwalder in combinazione con la Ditta Dyckerhoff & Widmann e di Baur e Leonhards. Questi procedimenti rappresentano ognuno un gruppo fra un complesso di gruppi aventi caratteristi-

una fune di forma rettangolare, che viene avvolta da un canale di lamiera. In funzione all'andamento del momento, la fune viene a trovarsi ora in alto ora in basso. Da quanto è stato spiegato si nota facilmente che la messa in opera dei trefoli è semplice e che sono necessari pochi ancoraggi soltanto, poichè i trefoli possono usarsi in grandi lunghezze. Nell'esecuzione della messa in trazione, le presse vengono disposte tra il blocco di tensione e la struttura che deve essere presollecitata ed il blocco di tensione viene spostato fino a quanto viene ottenuto l'allungamento richiesto per i trefoli.

L'intera forza di presollecitazione viene concentrata in questo caso in un elemento di tensione, e cioè soltanto in un punto entro la sezione trasversale della trave. Da quanto illustrato, segue che questo tipo costruttivo si presta soltanto all'impiego in determinate forme di travi.

Nella figura 2 potete osservare un viadotto realizzato secondo questo sistema, la cui costruzione è stata completata l'anno passato. Le luci fra gli appoggi importano 62 e 70 metri. Per diminuire le spese relative all'impiego delle centinature il ponte è stato eseguito in due tempi. Malgrado ciò la sovrastruttura doveva essere costituita da una

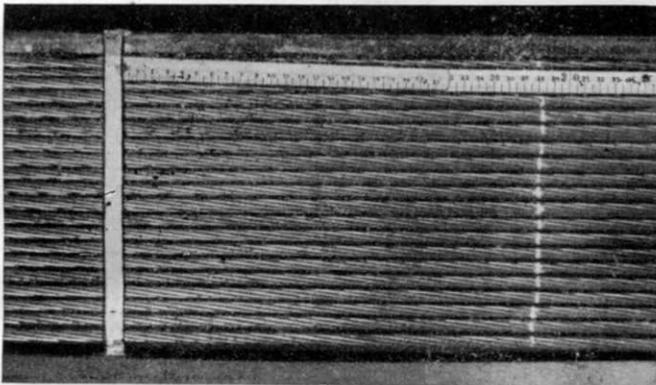


FIG. 4. — Ponte presso Untermachtal - Spostamento dell'elemento di tensione durante la messa in trazione.

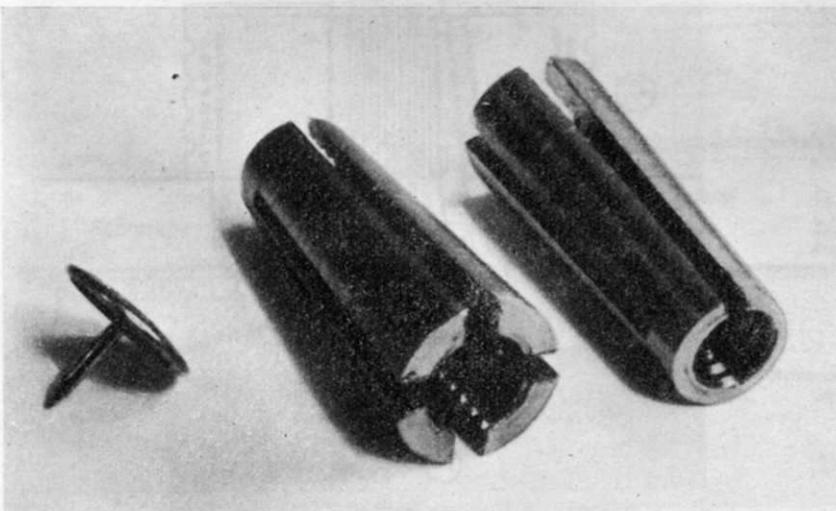


FIG. 5. — Cuneo di ancoraggio per i singoli fili.

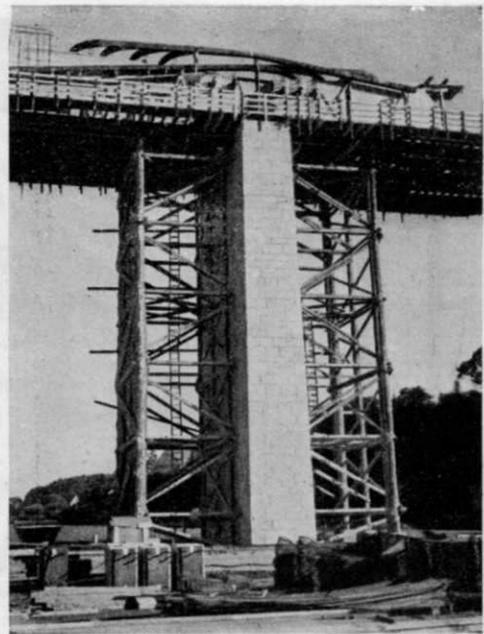


FIG. 3. — Il ponte presso Untermachtal in costruzione: particolare - Giunzione degli elementi di tensione sul pilone.

trave continua senza giunti. Le figure 3 e 4 mostrano dei particolari del ponte. L'elemento di tensione doveva essere giuntato. La maniera nella quale questa operazione è stata eseguita si può osservare dalla figura. La grossa fune è suddivisa. Le singole funi parziali terminano in un nodo scorsoio. I nodi scorsi della fune di sinistra e di destra si sovrappongono sul pilone.

Oggi in Germania vengono impiegati anche altri procedimenti che funzionano con elementi di tensione che si raccolgono in una sola fune ed impiegano una testa di tensione, i quali tuttavia differiscono nei particolari esecutivi. Nel caso di questi procedimenti costruttivi, nasce ovvia la questione se con essi si ha un

allungamento sufficientemente uniforme dei numerosi trefoli o fili che costituiscono la fune. Per questa ragione, in diverse strutture si sono lasciate aperte delle finestre di osservazione ed ivi si è studiato il movimento dei trefoli. Voi potete qui osservare i risultati molto soddisfacenti che sono stati ottenuti in tale misura.

Tuttavia non si deve dimenticare il fatto che una completa concordanza della tensione in un elevato numero di fili tesi contemporaneamente

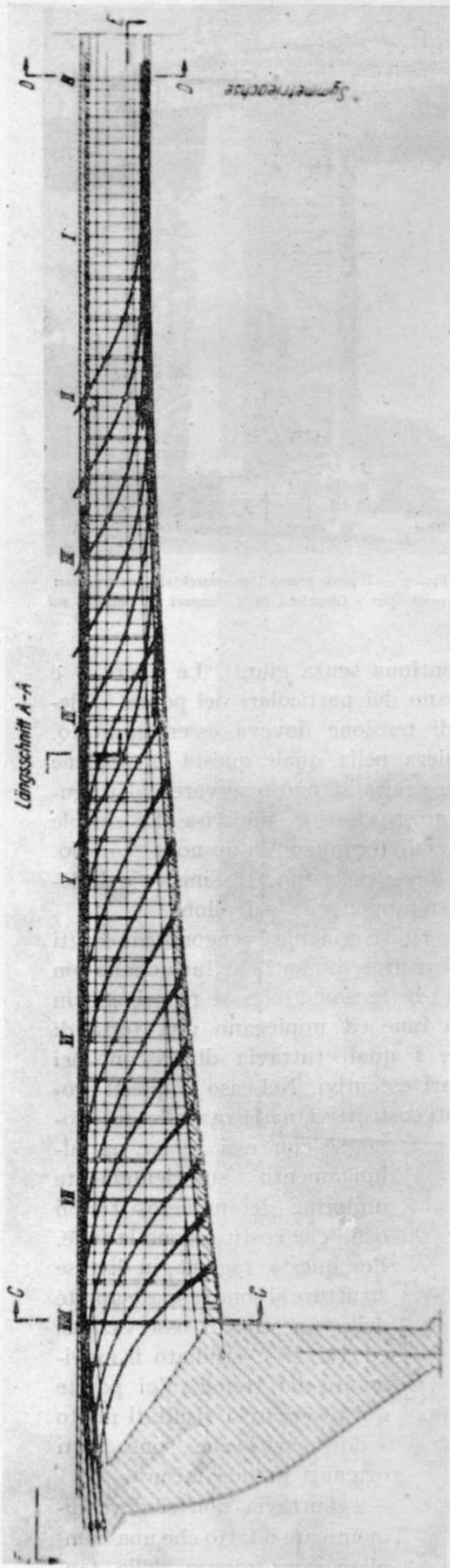


Fig. 6. — Ponte Hinkel'doy - a Berlino - Disposizione degli elementi di trazione.

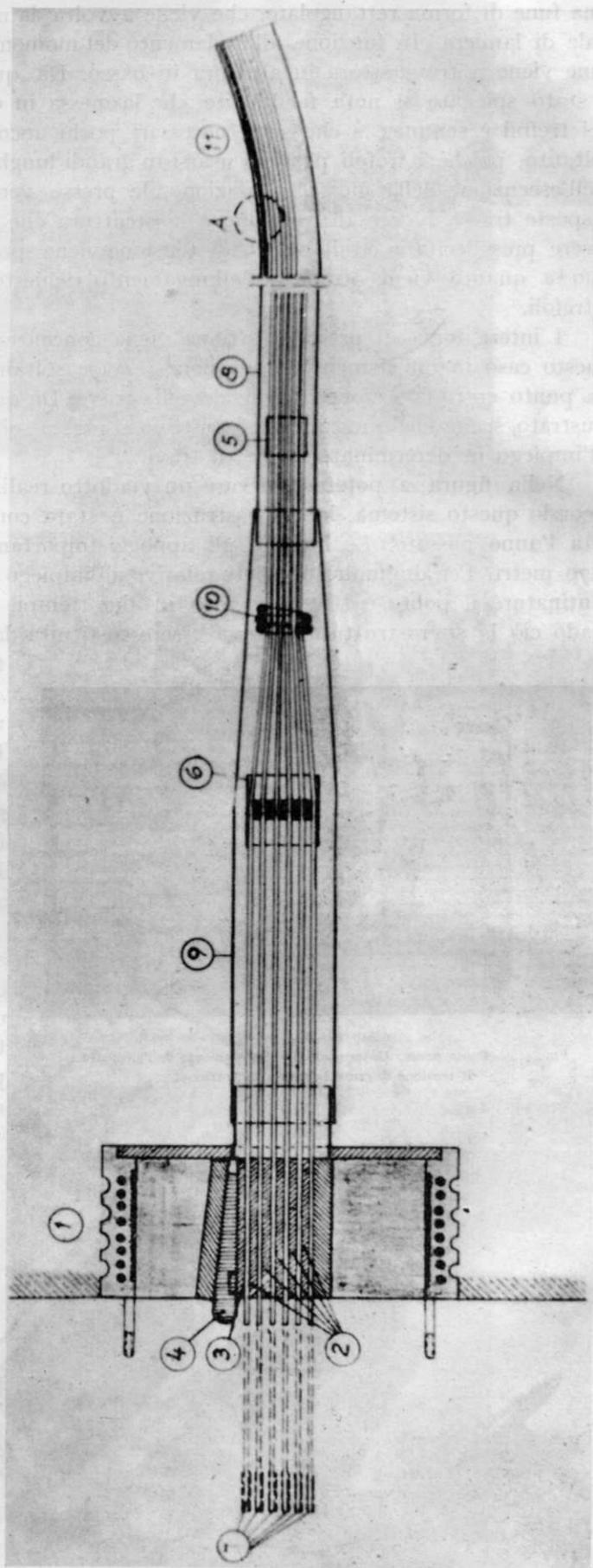


Fig. 7. — Rappresentazione schematica delle disposizioni del sistema.

te, non è in senso stretto realizzabile. Di questo ci si può già convincere nelle fabbriche che producono parti prefabbricate in cemento armato pre-compresso, già all'atto della messa in trazione dei fili. Tuttavia, a questo proposito si può osservare che l'importante è che gli scostamenti dalla tensione media dei singoli elementi del fascio o della fune rimangano molto piccoli. Per questa ragione tutti gli sforzi che vengono esplicati nel periodo di sviluppo e di perfezionamento di tutti i procedimenti, che provvedono alla messa in trazione in un fascio unico, partono dal presupposto che nell'esecuzione delle operazioni di messa in trazione e di ancoraggio, i fili vengano bloccati in modo tale da evitare uno scorrimento diverso. Uno scopo di questo genere è tanto più difficile da raggiungere quanto maggiore è il numero dei fili che debbono essere bloccati dalla parte di ancoraggio poichè, inoltre, lo spessore dei fili forniti dal fabbricante non è sempre precisamente la stessa.

Risulta quindi ovvio il tentativo fatto per eliminare tali preoccupazioni a mezzo della messa in trazione dei singoli fili, tenendo presente a tale proposito che l'unica cosa che importa, è quella di tenere

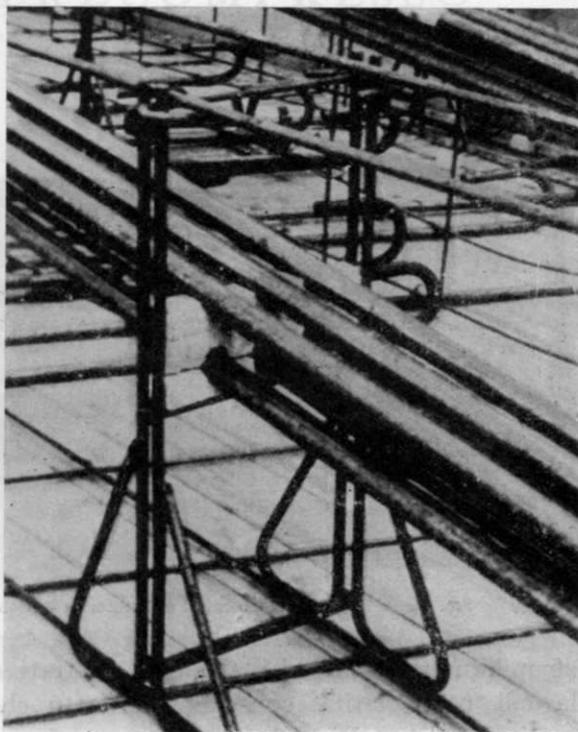


Fig. 8. — Cavalletto di appoggio per gli elementi di trazione.

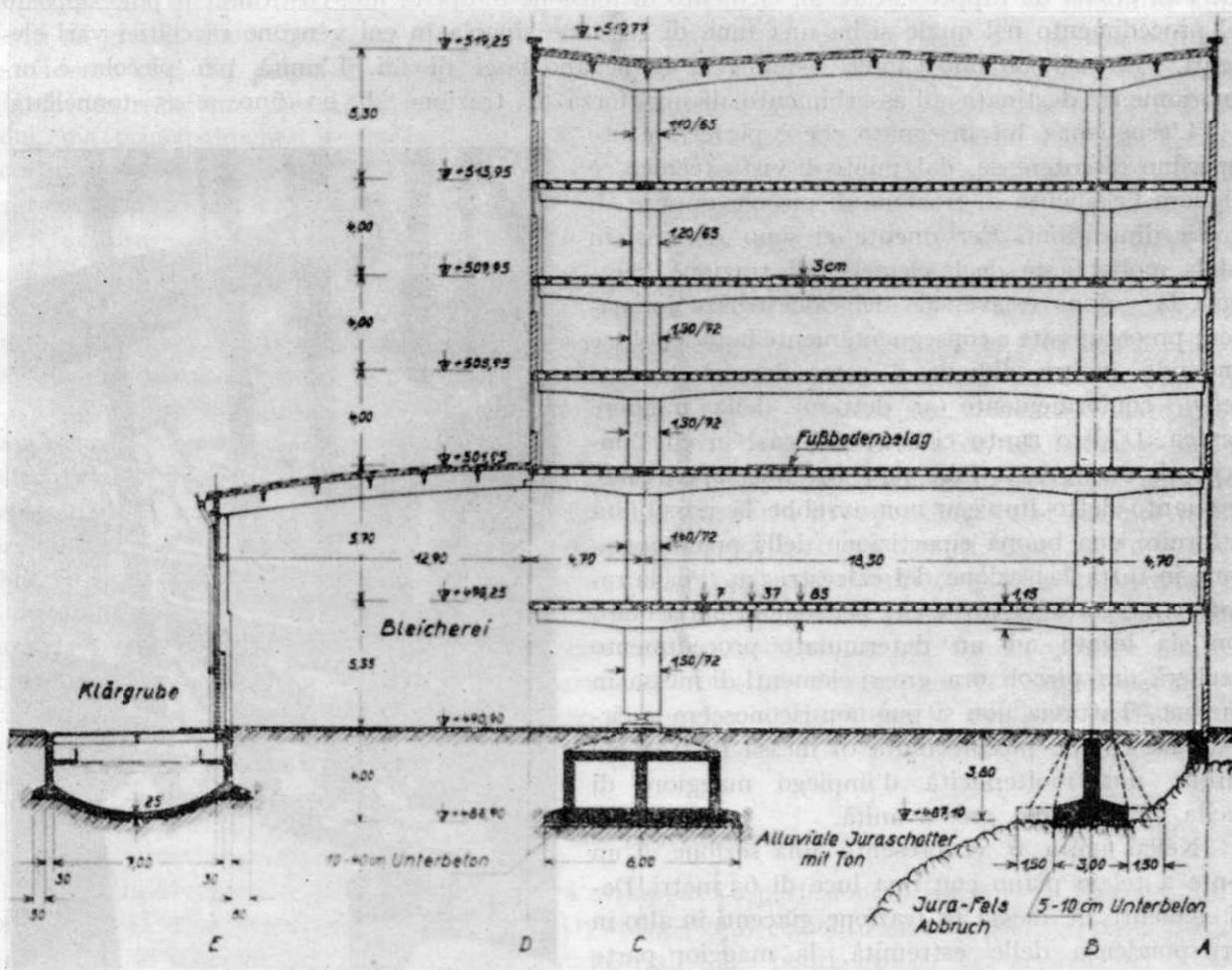


Fig. 9. — Edificio della Wuerttembergische Kattunmanufaktur, Heidenheim (Brenz) - Sezione trasversale.



FIG. 10. — Edifici per i laboratori della Siemens & Halske A. G. a Monaco.

le spese di lavoro e dei mezzi di ancoraggio in limiti economicamente sopportabili.

26 millimetri. Delle viti, dei dadi filettati e delle piastre di appoggio costituiscono l'ancoraggio, la cui particolarità consiste nel fatto che si è riusciti ad applicare la filettatura sulle barre costituite da acciaio ad alta resistenza, in maniera tale che la capacità portante nella zona filettata non è inferiore a quella del resto della barra.

Il procedimento Dyckerhoff & Widmann, nel quale la singola barra presenta una sezione trasversale così grossa da rappresentare un elemento di tensione indipendente, costituisce il polo opposto del procedimento nel quale si ha una fune di tensione singola in cui vengono raccolti i vari elementi. Fra essi si hanno i molti sistemi che impiegano fasci di fili. L'unità più piccola è ordinariamente destinata all'assorbimento di una forza di trazione di 20 fino a 25 tonnellate.

L'esperienza ha insegnato che è perfettamente superfluo discutere se, dal punto di vista tecnico, è migliore l'elemento di trazione di piccole oppure di grosse dimensioni. Certamente ci sono dei casi in cui la molteplicità degli elementi di trazione spezzata la sezione trasversale del calcestruzzo in maniera preoccupante e conseguentemente la indebolisce rendendo inoltre difficile il getto del calcestruzzo stesso, conformemente ai dettami della migliore tecnica. D'altro canto ci sono dei casi in cui l'impiego di una grossa fune non sarebbe opportuno, in quanto detto impiego non avrebbe la possibilità di fornire una buona ripartizione della precompressione in tutta la sezione del calcestruzzo. Per la ragione che è stata illustrata, chi, per ragioni particolari, non sia legato ad un determinato procedimento sceglierà ora piccoli ora grossi elementi di messa in trazione. Tuttavia non si può non riconoscere la circostanza che le piccole unità di messa in trazione offrono una molteplicità d'impiego maggiore di quella offerta dalle grosse unità.

Nella figura 6 vi presento una sezione di un ponte a telaio piano con una luce di 63 metri. Degli elementi di messa in trazione giacenti in alto in corrispondenza delle estremità, la maggior parte viene piegata verso il basso. D'altro canto i fasci disposti in basso nella mezzeria dell'apertura comin-

le spese di lavoro e dei mezzi di ancoraggio in limiti economicamente sopportabili.

Nella figura 5 potete osservare un tale ancoraggio per fili singoli, per fili aventi diametri da 5 fino a 8 millimetri. Il confronto con la puntina da disegno vi permette di controllare la piccolezza della boccia conica. Si tratta del procedimento della Ditta Heilmann & Littmann.

Il più noto e quello che ha dato risultati pratici più soddisfacenti è il sistema di ancoraggio per barre singole della Ditta Dyckerhoff & Widmann, per barre aventi lo spessore di

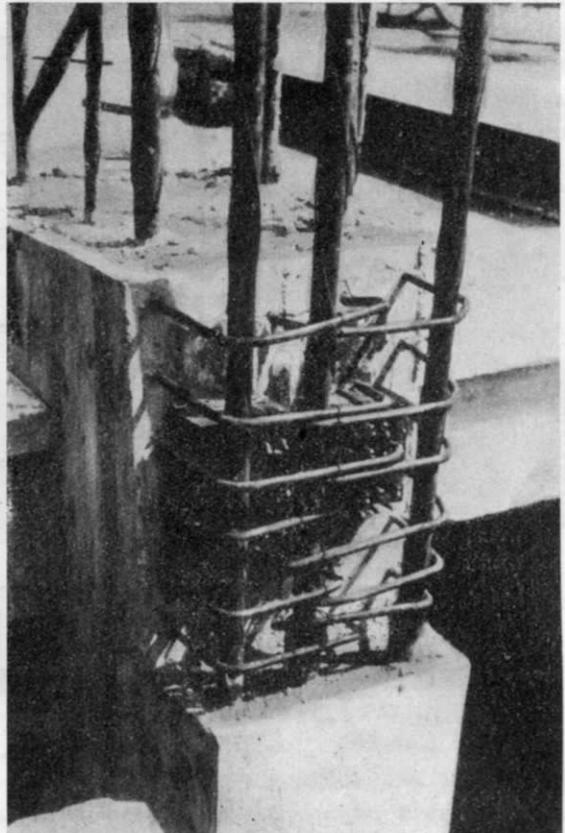


FIG. 11. — Edifici per i laboratori della Siemens & Halske A. G. di Monaco - Nodi del telaio di piano.

ciano in parte nel piano della carreggiata. Questi fasci Freyssinet/Wayss & Freytag sono opportunamente distribuiti anche in pianta. Un così eccellente adattamento dell'armatura di messa in trazione all'andamento delle tensioni può essere data soltanto dall'elemento di messa in trazione di piccole dimensioni.

Consideriamo l'illustrazione della figura 7 di un sistema qualsiasi (in questo caso si tratta del sistema Holzmann): da questa risulta evidente che è nato dal risultato di particolari ricerche oppure che è stato ottenuto sulla base di determinate esperienze e che in

ogni caso si tratta del frutto di un notevole lavoro di pensiero. Non voglio, in questa sede, entrare in particolari per quanto concerne questo sistema di ancoraggio. La figura parla da sé. Desidero tuttavia ricordare un fatto e precisamente che un tale sistema di ancoraggio, non ha soltanto il compito di bloccare i fili, ma anche quello di non danneggiarne la resistenza meccanica. Il luogo in cui il filo di messa in trazione abbandona l'ancoraggio, costituisce un punto critico. In questo punto si possono avere piegature ed intagli che, in particolare nel caso di tensione a frequente alternanza, possono essere pericolosi per il filo. Del pari critici, nell'ulteriore percorso del filo, sono quelle zone in cui i fili che per la realizzazione dell'ancoraggio sono stati aperti a ventaglio ed allontanati gli uni dagli altri, dopo una breve deviazione vengono raccolti in fascio od in cavo.

Nel disegno possiamo osservare ulteriori dispositivi distanziatori. Essi costituiscono un importante elemento costruttivo. Essi hanno il compito di garantire che i fili conservino ovunque una distanza tale che essi possano essere avvolti completamente dalla malta di iniezione. In alcuni sistemi questi dispositivi distanziatori hanno l'ulteriore compito di impedire, nei tratti dritti, l'appoggio dei fili alla parete del canale di messa in trazione, oppure alla guaina del fascio o del cavo. Inoltre essi non debbono impedire o comunque ostacolare il fluire della malta di iniezione,

nè aumentare, in maniera sensibile, le resistenze di attrito all'atto della messa in trazione.

Permettetemi di indugiare un istante sulla questione dell'iniezione dei canali. Se io prescindendo dal caso particolare di determinate traversine ferroviarie, allo stato attuale delle cose prevale, non soltanto da noi, l'opinione che si debba fare ogni sforzo per la realizzazione della collaborazione nella struttura ottenuta e cioè la trasmissione continua di forza dall'acciaio di trazione al calcestruzzo

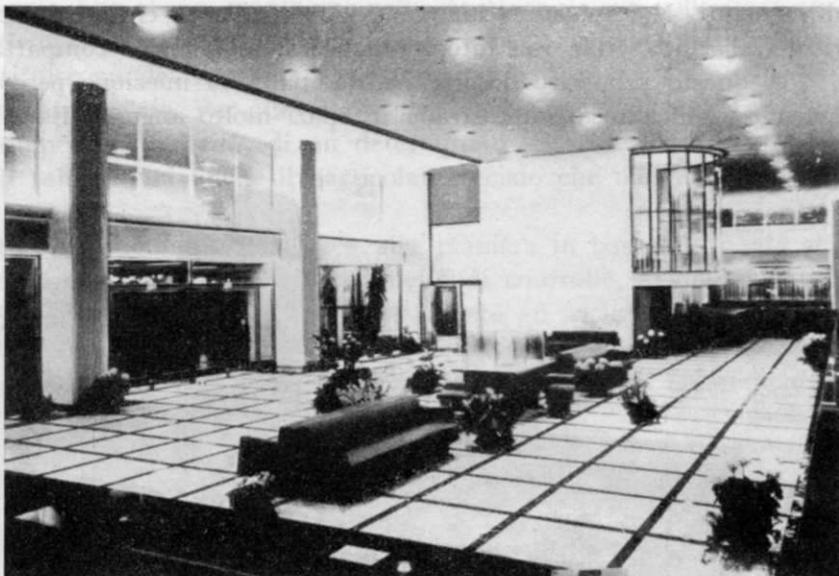


FIG. 12. — La Berliner Bank a Berlino — Interno.

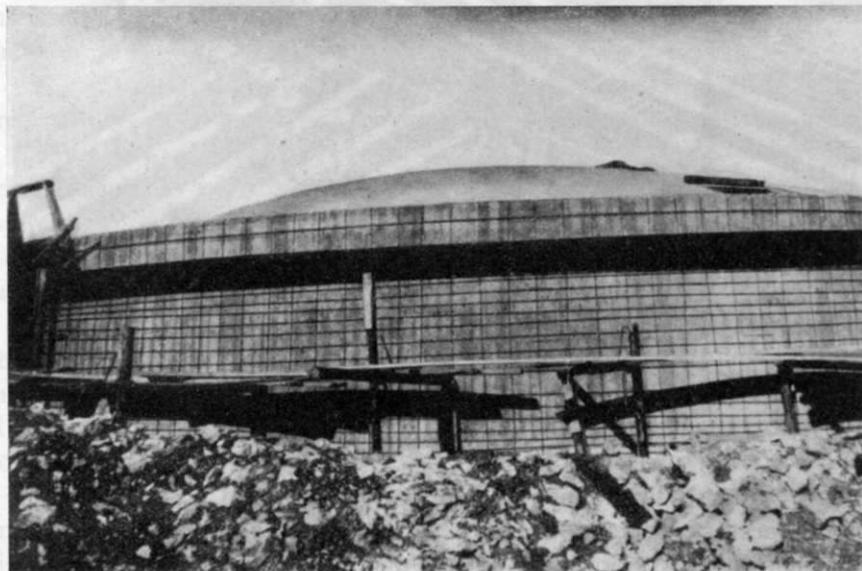


FIG. 13. — Armatura di trazione per un serbatoio per acqua (Procedimento della cerchiatura di botti).

di cemento. Noi esigiamo dunque e ci attendiamo che ogni filo di trazione, o barra di trazione risulti allettato, sulla sua intera lunghezza nella malta compatta, tra i dispositivi di ancoraggio.

A questo proposito occorre che la malta di iniezione percorra spesso delle lunghe distanze, facendosi difficoltosamente strada in spazi molto angusti. Essa deve essere quindi notevolmente fluida. Si tratta, come si può vedere, di esigenze che difficilmente possono essere portate in accordo. Per le ragioni che sono state espone

ste non deve meravigliare il fatto che non sempre si riesce ad ottenere il riempimento completo delle cavità che si hanno nel canale.

Infine desidero richiamare la vostra attenzione sull'estremità di destra del disegno. In questa zona, in conseguenza della piegatura il fascio si appoggia alla guaina, per cui è previsto l'uso di uno strato intermedio per diminuire l'attrito che così si genera. Siccome a maggioranza dei sistemi

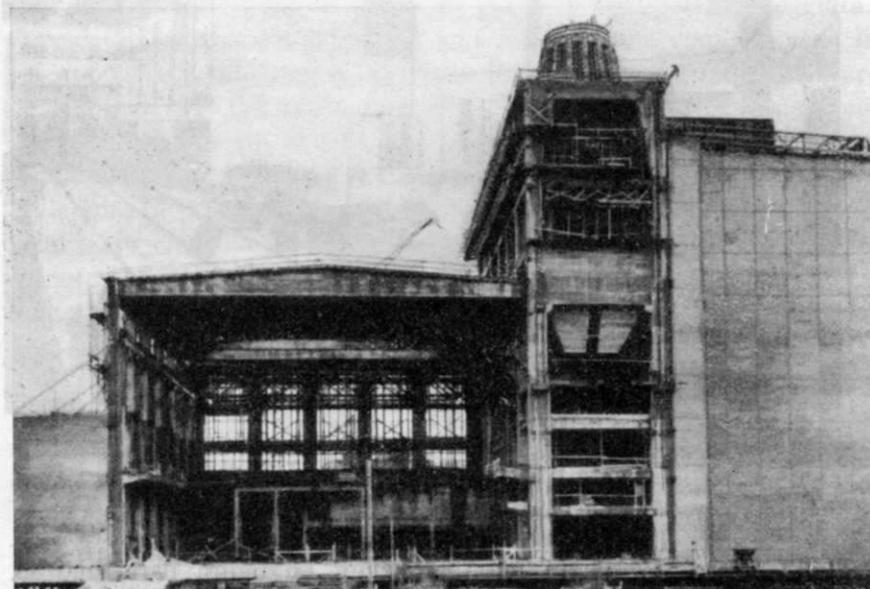


FIG. 14. — Centrale termica a vapore Heilbronn: vista delle strutture portanti.

tedeschi del cemento armato precompresso lavorano con elementi di trazione piegati e siccome altresì si ha frequentemente a che fare con forti lunghezze degli elementi di trazione, per questa ragione la diminuzione delle perdite in conseguenza dell'attrito ed il calcolo corretto delle perdite inevitabili costituiscono un problema la cui soluzione è molto importante. Per il suo chiarimento sono necessarie delle esperienze, per la cui esecuzione tuttavia, s'incontrano delle difficoltà di una certa entità in riferimento alla tecnica di misura da adottare. Per questa ragione, allo stato attuale delle cose si ha una certa diversità di opinioni, per quanto concerne la grandezza delle perdite dovute all'attrito.

Delle perdite per attrito particolarmente rilevanti e del resto non prevedibili si generano, quando la posizione degli elementi di trazione non viene sufficientemente assicurata prima del getto del calcestruzzo, per cui si possono verificare delle piegature e dei gomiti non previsti. Per la ragione esposta, la disposizione di dispositivi distanziatori degli elementi di trazione, sufficientemente rigidi, come possiamo vedere sulla figura 8, costituisce un provvedimento molto raccomandabile. La convinzione che si deve far di tutto affinché la prevista forza di trazione sia garantita in corrispondenza di tutti i punti degli elementi di trazione, ha condotto ad ideare dei procedimenti riguardanti la maniera di poter indurre tra gli elementi di trazione delle nuove forze.

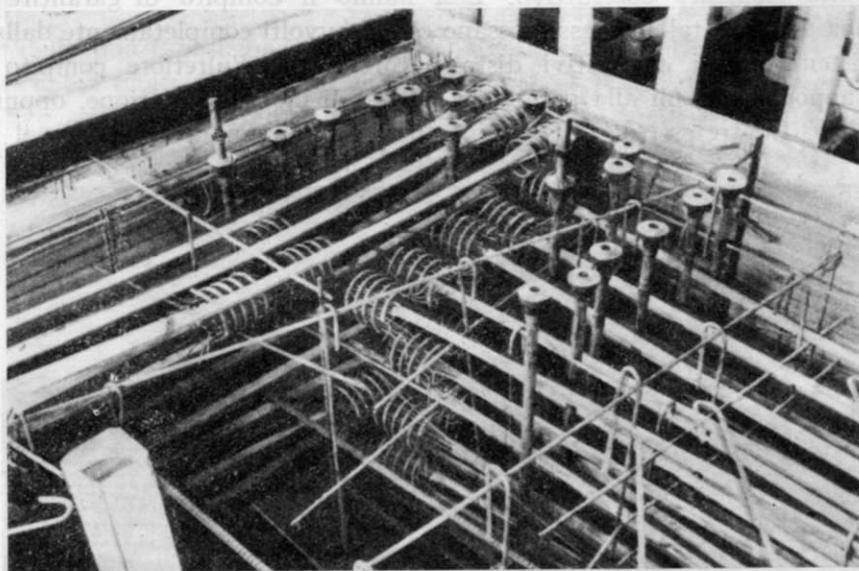


FIG. 15. — Centrale termica a vapore di Heilbronn. Fondazione delle turbine a vapore.

La convinzione che si deve far di tutto affinché la prevista forza di trazione sia garantita in corrispondenza di tutti i punti degli elementi di trazione, ha condotto ad ideare dei procedimenti riguardanti la maniera di poter indurre tra gli elementi di trazione delle nuove forze.

Per esempio, nel caso del viadotto a cinque campate che è stato mostrato inizialmente è stato montato ed impiegato con successo un tale dispositivo, per il quale tuttavia si aveva la favorevole circostanza di avere a che fare con un unico elemento di trazione.

Permettetemi qui di terminare le considerazioni generali sui procedimenti di messa in trazione. Qualunque sia il sistema che viene impiegato, esso non costituisce da solo alcuna opera di costruzione. Per questa ragione mi sia concesso, in riferimento agli esempi delle strutture in cemento armato precompresso, di fornire alcuni cenni su delle speciali particolarità costruttive.

Nella figura 9 si vede una sezione di una costruzione industriale con una distanza fra i pilastri di 18 metri e una distanza di telai di 74 metri. L'altezza delle travi maestre di sostegno precomprese è soltanto di *cm* 85 per un carico di 5 tonnellate a metro lineare. Si tratta in ogni caso di una prestazione considerevole.

Tuttavia qui anche la struttura di fondazione deve essere considerata come particolare. L'edificio si trova, a monte nella roccia naturale, mentre con le sue fondazioni a valle, si trova su strati alluvionali. Per questa ragione, sulla fondazione è stata disposta una cerniera ed è stata inoltre creata la possibilità di innalzare gli appoggi, quando la fondazione subisce un abbassamento troppo forte. A questo scopo, l'elasticità delle snelle travi maestre di sostegno si è dimostrata particolarmente favorevole.

Per il restante si deve soltanto dire che le travi maestre vengono precomprese in tre fasi, allo scopo di poter diminuire le tensioni secondarie, che si generano dal collegamento delle travi con gli appoggi aventi una notevole larghezza. Nel caso dell'edificio industriale della figura 10, non si potevano disporre appoggi interni. Per questa ragione si aveva una luce libera della copertura di 16 metri. Per la diminuzione dell'altezza di costruzione le travi maestre dovevano essere solidali ai pilastri in modo da offrire un'elevata resistenza alla flessione.

Nella figura 11 potete osservare come è stata risolta la questione di questo collegamento. L'estremità della traversa in cemento armato precompresso si viene a trovare, come si può notare in corrispondenza delle barre di armatura che vanno verso l'alto, nella zona degli appoggi. Le barre visibili in primo piano sarebbero state un impedimento all'atto dell'esecuzione della messa in trazione. Per queste barre, perciò, all'altezza dell'appoggio della traversa, è stato previsto l'uso di un giunto a manicotto. In tal caso la parte superiore della barra può rimanere lontana in un primo tempo e cioè fino a quando non è stato completato il lavoro della messa in trazione. Anche le staffe possono essere piegate successivamente.

In questo caso per gli elementi di trazione sono stati impiegati dei tubi di involucro pieghevoli con superficie striata. La striatura garantisce un buon collegamento del tubo di involucro

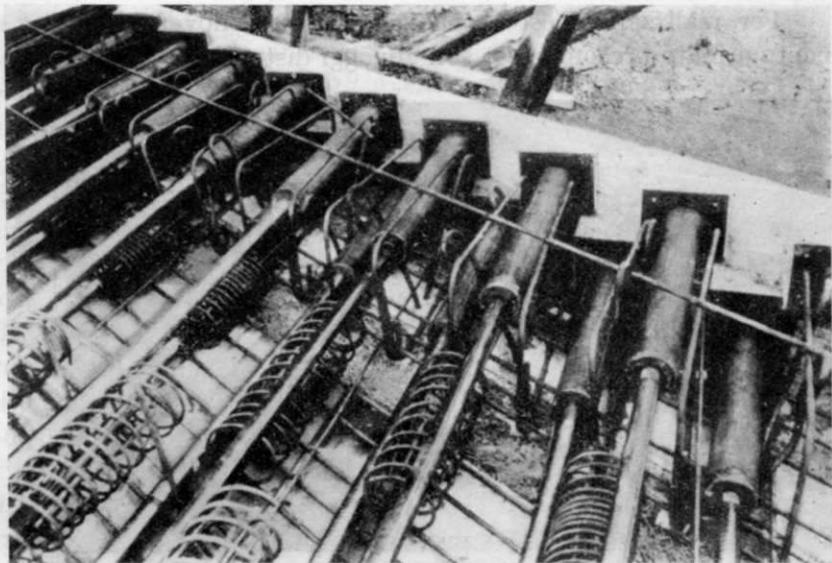


FIG. 16. — Elementi di messa in trazione in un ponte - Estremità di trazione e di ancoraggio.



FIG. 17. — Officina del gas, Berlino - Mariendorf - Ponti per nastri trasportatori.

con il calcestruzzo circostante, nonchè con la malta di iniezione interna. La possibilità di superare con l'ausilio del cemento armato precompresso delle forti luci, con un'altezza moderata, offre agli architetti una particolare attrattiva, quando nell'interno di un edificio i cui appoggi presentano le ordinarie distanze, vengono richiesti degli ambienti liberi da pilastri, come per esempio è il caso dell'edificio destinato a banca, a Berlino, dalla figura 12, dove l'intero piano terra doveva costituire la sola cassa.

Per realizzare questo scopo su tale sala dovettero essere messe in opera delle travi in cemento armato precompresso con appoggi distanti  $m\ 18$  che dovevano portare i carichi dei sei piani

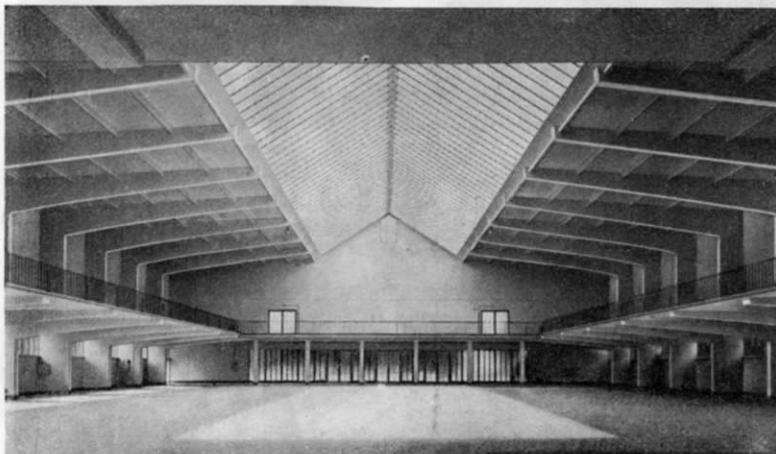


FIG. 18. — Esposizione di Monaco: interno del Salone IV.

sovrastanti. A questo proposito è stata richiesta un'altezza delle travi di  $m\ 1,60$ , nonchè un numero di barre di messa in trazione notevolmente elevato. Il risultato di questa disposizione è stato l'ottenimento di una sala che dovrebbe stupire ognuno quando si rifletta che al disopra di tale struttura si trova un edificio piuttosto imponente. I serbatoi per il contenimento dei liquidi, vengono ovunque costruiti volentieri in cemento armato precompresso e per conseguire questo scopo, tali strutture vengono avvolte con armatura presollecitata. Nel caso dei serbatoi si ha a disposizione una soluzione caratterizzata e sorprendentemente semplice. Sulla parete già gettata del serbatoio vengono disposte verticalmente delle barre di acciaio come si vede nella figura 13. Su queste barre vengono disposti degli anelli a distanze decrescenti dall'alto verso il basso. La parete del serbatoio non è verticale, ma il diametro del serbatoio è, in basso, maggiore che in alto. Quando gli anelli vengono spinti verso il basso, essi si debbono allungare. In questa maniera essi vengono sottoposti a trazione, nella maniera più semplice. Si tratta, del resto, dello stesso procedimento che da secoli viene impiegato nella cerchiatura delle botti e che serve a precomprimere i recipienti in legno del tipo delle botti. Nella centrale termica della figura 14, le capriate della sala macchine, come pure tutti i trasversali della costruzione adiacente, sono in cemento armato precompresso, dimostrazione sicura questa che sta ad indicare che il cemento armato precompresso offre dei vantaggi economici anche in quei casi in cui il problema posto alla soluzione poteva essere risolto, dal punto di vista tecnico, senz'altro anche con l'ordinario cemento armato.

Anche la fondazione della figura 15 del gruppo a turbina della potenza di 50 milioni di Watt è stata eseguita in cemento armato precompresso. La platea di base avente le dimensioni di metri  $25 \times 8$  ed un'altezza di  $m\ 2$  si appoggia su dei sostegni dell'altezza di 8 metri. Platea ed appoggi vengono presollecitati secondo tre direzioni. Questo richiede un'accurata lavorazione, all'atto del montaggio dei numerosi elementi di presollecitazione. Per questa fondazione di gruppo di turbina sono stati necessari 759 elementi. Negli appoggi sono state smontate, a guisa di elementi di presollecitazione, delle barre di  $mm\ 26$ ; nella platea di base, invece, è previsto l'impiego di fasci di dodici fili di  $mm\ 5,2$ . A questo proposito si deve mettere in evidenza che i fili sono fabbricati di acciaio diverso da quello che costituisce le barre.

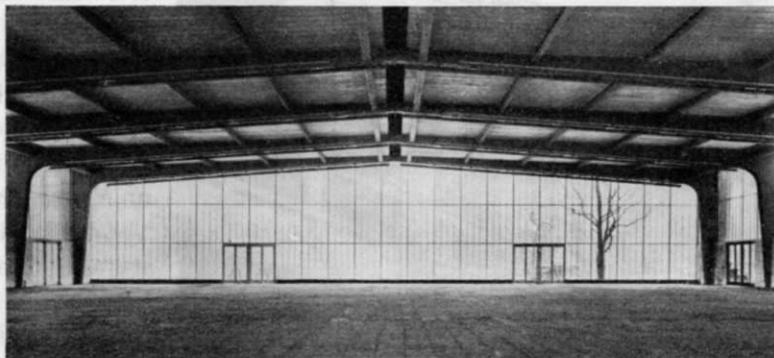


FIG. 19. — Esposizione di Amburgo - Interno di un salone.

Accennerò all'ancoraggio dei cavi i quali sono avvolti da una spirale di filo come si vede nella figura 16.

Questo tipo di ancoraggio si è dimostrato così efficace sulla base dei risultati sperimentali ed inoltre detta struttura può essere ottenuta in maniera così semplice che essa oggi viene impiegata nel caso di tutte le armature a fascio in corrispondenza delle estremità del fascio di fili che non servono alla messa in trazione.

I ponti sotto i nastri trasportatori da lungo tempo erano riservati alla costruzione in acciaio. Il cemento armato precompresso ha oggi preso piede anche in questo campo.

Nel caso di ponti per nastri trasportatori della figura 17 aventi una luce tra gli appoggi di 22 metri, le travi poste al disotto delle finestre, sono state costruite a terra indi montate, in un

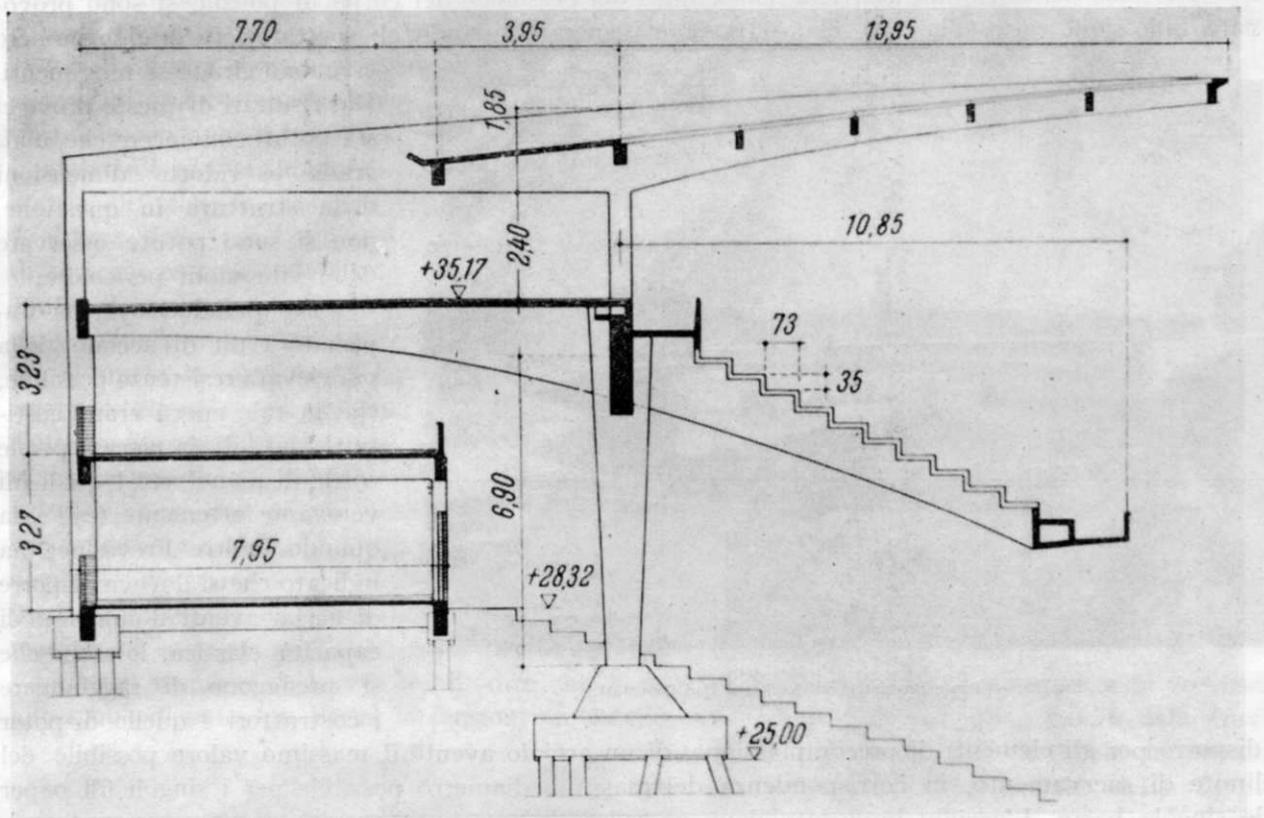


FIG. 20. — Tribuna in Amburgo - Altona.

secondo tempo, sui cavalletti di sostegno, costruiti in cemento armato ordinario che, nel frattempo, sono stati eretti. Le travi hanno un'altezza di  $m$  1,70. La loro anima, per conseguire risparmio di peso, è stata tenuta così sottile, quanto lo permetteva la messa in opera e l'alloggiamento dell'armatura. In corrispondenza della mezzera della campata, detta anima ha lo spessore di 8 centimetri. In questa maniera era possibile limitare il peso delle travi più lunghe a 30 tonnellate.

In maniera particolarmente frequente, il cemento armato precompresso viene impiegato per strutture a sbalzo. Da questa applicazione si sono sviluppate addirittura delle nuove forze costruttive. La sala della figura 18, per esempio, è costituita di due parti fra di loro indipendenti. Soltanto il leggero tetto in corrispondenza della mezzera è appoggiato alle due strutture. La galleria e la pensilina sporgono a sbalzo dagli appoggi di parete, alla stessa guida delle piattaforme di salto di un trampolino per tuffi, dalla loro colonna o montante.

Nella sala della figura 19, avente una larghezza di  $m$  50, i telai a tre cerniere, in cemento a armato precompresso, sono conformate in maniera tale che il trasverso del telaio si è potuto armare come un braccio sporgente a sbalzo dai montanti. Tuttavia i trasversi non sono così bassi come può qui apparire, in quanto essi sporgono oltre il tetto. Gli arcarecci vengono montati in questo caso come parti prefabbricate, tuttavia essi non sono costruiti in precompresso.

Una tribuna, le cui capriate di copertura e di galleria, sono state costruite in cemento armato precompresso, si vede nella figura 20. Le condizioni del terreno di fondazione, escludevano, in que-

sto caso, la possibilità di impiegare una struttura puramente a sbalzo con una fondazione sporgente. Le travate per il sostegno del tetto e della galleria, per questa ragione, vengono prolungate posteriormente in misura tale che il momento dello sbalzo, provoca soltanto una piccola forza di ancoraggio. Questa forza di ancoraggio viene inoltre superata dal peso proprio della struttura annessa, sugli appoggi, per cui la fondazione retrostante, anche nel caso in cui la tribuna sia completamente piena, è sollecitata soltanto da sforzi di compressione. Il tetto presenta uno sbalzo di 14 metri, mentre la galleria della tribuna sporge di 11 metri. I gradini sono in solette leggere in calcestruzzo di cemento. Soltanto la travata di bordo anteriore avente sezione a cassetta è di calcestruzzo di cemento pesante. La distanza tra le capriate principali è di 8 metri. Sotto la galleria si hanno ancora 3 ulteriori travi in cemento armato precompresso per ogni capriata.

Nel caso della tribuna descritta, con l'aiuto del personale del corpo di polizia, si sono provocate inflessioni ed oscillazioni, che si possono generare quando gli spettatori in grande numero

eseguono gli stessi movimenti. Dai risultati di queste prove si è potuti convincere che, malgrado le ridotte dimensioni della struttura in questione, non si sono potute osservare delle vibrazioni pericolose.

Da quando Hoyer ha impiegato i fili di acciaio della più elevata resistenza possibile, che in tale epoca erano costituiti dai fili impiegati per le corde di pianoforte, i quali fili venivano fortemente tesi, e da quando inoltre Freyssinet ha indicato che si doveva disporre di acciai aventi il massimo di capacità elastica, lo scopo che si prefiggono di raggiungere i costruttori è quello di poter

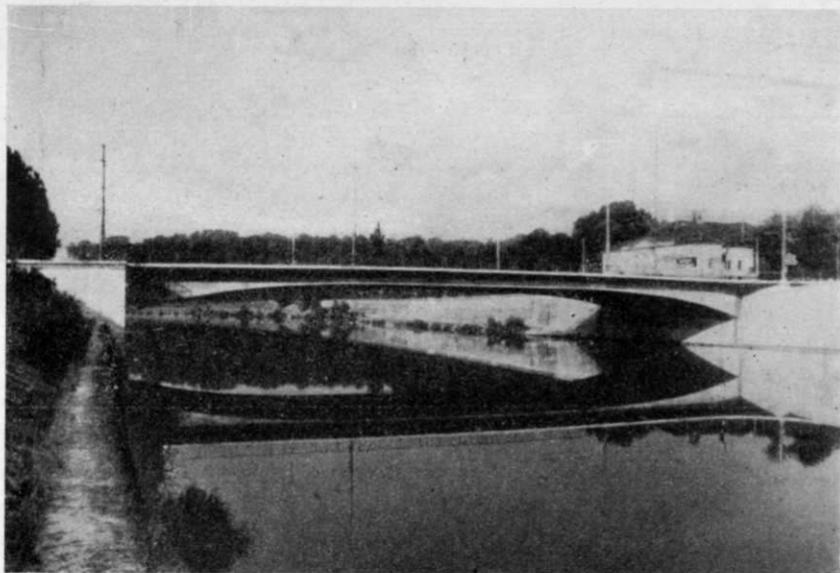


FIG. 21. — Ponte Rosenstein sul Neckar a Bad Cannstatt.

disporre per gli elementi di precompressione, di un acciaio avente il massimo valore possibile del limite di snervamento, in corrispondenza del massimo diametro possibile per i singoli fili o per le singole barre. L'acciaio impiegato deve possedere la massima capacità di deformazione, senza uno scorrimento plastico notevole ed infine deve avere la più elevata resistenza alle vibrazioni.

Quelli indicati sopra costituiscono dei desiderata che di volta in volta vengono soddisfatti soltanto in misura limitata. Dagli sforzi delle acciaierie, tesi alla produzione di un tale tipo di acciaio a condizioni economicamente favorevoli, sono nati gli acciai che vengono ordinariamente impiegati oggi in Germania nelle costruzioni in cemento armato precompresso.

A questo proposito si ha in primo luogo l'acciaio, il quale trafilato a caldo possiede un limite di snervamento di  $60 \text{ kg/mm}^2$ , in corrispondenza di una resistenza alla rottura di  $90 \text{ kg/mm}^2$ . Esso costituisce l'acciaio per la fabbricazione delle barre da  $\text{mm } 26$  di diametro ed è piuttosto vicino agli altri acciai da costruzione, impiegati ordinariamente, per quanto concerne le sue caratteristiche qualitative. Voi avrete maggiori particolari su questo acciaio, da parte del dott. Finsterwalder, anche per quanto riguarda il suo ulteriore sviluppo per trafilatura a freddo.

Per tutti i sistemi che impiegano fasci, trefoli ed altri elementi di presollecitazione costituiti da fili fino a  $\text{mm } 8$  di spessore, si possono prendere in considerazione soltanto quegli acciai i quali dopo la trafilatura a caldo vengono sottoposti ai più diversi tipi di trattamenti successivi. I loro limiti di snervamento si aggirano tra  $135$  e  $160 \text{ kg/mm}^2$ , mentre i loro limiti di rottura variano tra  $150$  e  $200 \text{ kg/mm}^2$ . In maniera particolarmente frequente viene impiegato l'acciaio St 145/165.

Io non posso dilungarmi nell'esposizione di particolari. Tuttavia desidero ancora accennare al fatto che il passaggio agli acciai, per i quali non sussiste una base sperimentale sufficientemente estesa nel tempo, ha portato fra l'altro delle difficoltà che non erano assolutamente

prevedibili. Il trattamento dell'acciaio fino al suo montaggio nella struttura, la sua sollecitazione durante la messa in trazione, per esempio in conseguenza dell'attrito, nonché la sua sollecitazione nella struttura di ancoraggio, costituiscono dei fattori che possono portare un contributo decisivo nella valutazione di un determinato acciaio. Per questa ragione, anche per il conseguimento dell'approvazione da parte delle competenti autorità, di un determinato sistema di precompressione, noi studiamo per ognuno di tali sistemi anche il particolare acciaio che meglio si presta alla loro attuazione.

Delle difficoltà si hanno inoltre per quanto si riferisce alla maniera in base alla quale si debbono controllare gli acciai da impiegarsi. Gli ordinari procedimenti di controllo, evidentemente non passano essere impiegati, allo scopo di poter giudicare esattamente gli acciai. I nuovi procedimenti di controllo, a loro volta, costituiscono qualcosa di ancora troppo poco noto, per lo meno fino a quanto una sufficiente esperienza fatta, con il loro impiego, non ci abbia chiaramente

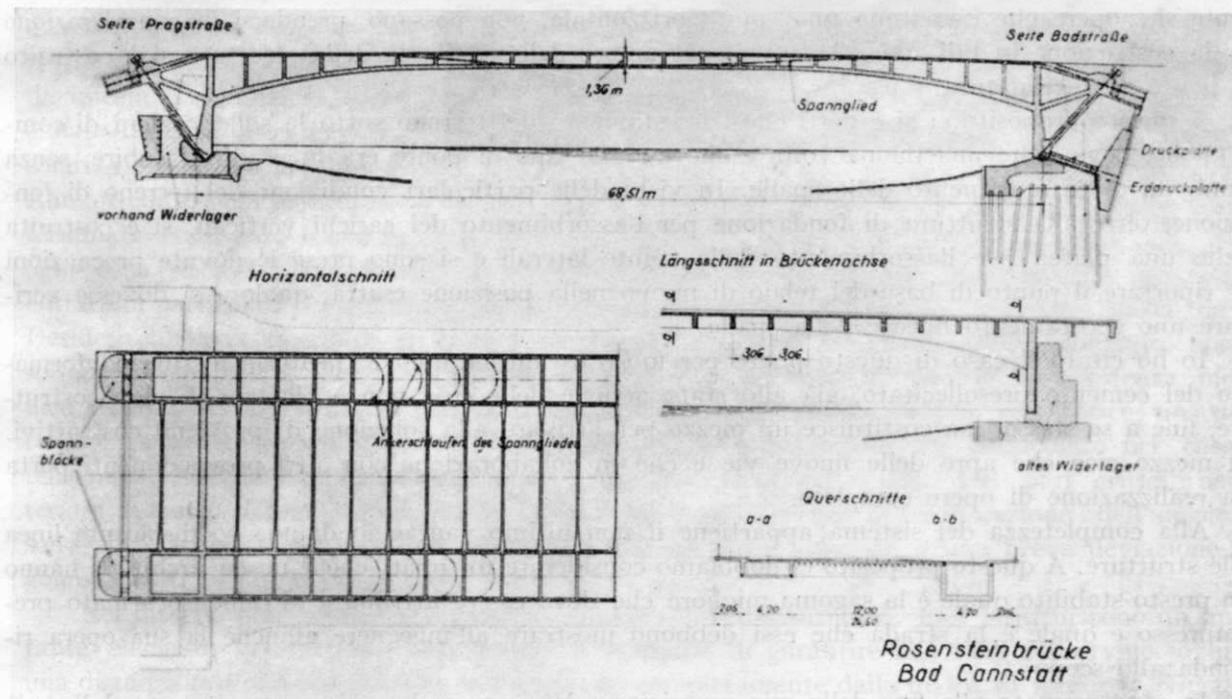


FIG. 22. — Ponte Rosenstein sul Neckar Sezioni.

messo in evidenza l'opportunità del loro impiego. Innanzitutto, occorre mettere in evidenza che sussiste sempre il pericolo che il prodotto da controllare venga indirizzato verso uno sviluppo, che non si è richiesto e che potrebbe essere addirittura dannoso.

Vogliamo dire ancora una parola su una questione a cui non si dedica l'importanza meritata, precisamente sulla resistenza all'azione del fuoco nelle strutture in cemento armato precompresso. A questo proposito noi sappiamo che in questo campo si tratta di fare in maniera da proteggere l'acciaio di presollecitazione da un riscaldamento troppo forte. Questa condizione non può essere sempre soddisfatta. In questo caso l'acciaio duro naturale può essere ritenuto superiore a quello sottoposto a trattamenti successivi. Ad ogni modo le esperienze di strappamento eseguite su acciai riscaldati hanno mostrato che l'acciaio duro naturale è meno sensibile al riscaldamento.

Il cemento armato precompresso si è sviluppato, in Germania, principalmente nella costruzione dei ponti. In questo campo si è avuta l'occasione di sperimentare dei nuovi sistemi di costruzione su opere di dimensioni limitate, per poi passare all'applicazione dei sistemi in questione alle opere di maggiore mole, forti dell'esperienza acquisita in precedenza. Con questo procedimento è stato possibile conseguire i necessari risultati sperimentali lavorando su opere effettivamente realizzate.

Nella figura 21 potete osservare un ponte costruito in una strada principale di traffico di una grande città. Quello che colpisce e stupisce nello stesso tempo è la straordinaria snellezza di questa opera avente una luce libera di 68 metri. È appunto questa impressione di snellezza che costituisce la caratteristica distintiva più facilmente osservabile di un ponte in cemento

presollecitato. Essa costituisce non soltanto un vantaggio di carattere estetico, ma deve considerarsi bene accetta anche dal punto di vista economico. Questa circostanza contribuisce, senza alcun dubbio, ed in maniera notevole, al fatto che, in Germania, una parte sempre maggiore dei ponti di nuova costruzione in particolare i ponti in struttura muraria, è realizzata in cemento precompresso.

Consideriamo ora il ponte in maniera più particolareggiata. Malgrado la sua snellezza, esso presenta due travate principali con sezione cava come si vede in figura 22. I traversi, su cui si appoggia la maggior parte della carreggiata, sono del pari presollecitati. Gli spigoli del telaio e le brevi aste del telaio vengono suddivisi in tiranti e puntoni, un tipo di costruzione questo, che per quanto mi risulta è stato impiegato per la prima volta dal dott. Finsterwalder. Infine voglio richiamare la vostra attenzione sulla spalla di destra. Voi vi potrete rendere conto che in tale zona il ponte era fondato su pali, il che, in altri termini, sta a significare per il tecnico specializzato che alla profondità ordinaria di fondazione il terreno non era particolarmente resistente. Le opere che esercitano una spinta orizzontale, non possano prendersi in considerazione per la costruzione in tali zone. Tuttavia, per amore della snellezza della struttura, si è costruito un ponte ad intelaiatura.

A questo proposito ci si è detti che l'assessamento del terreno sotto le sollecitazioni di compressione, deve finire una buona volta e che un tale tipo di ponte era in grado di subire, senza danni, un certo movimento delle spalle. In vista delle particolari condizioni del terreno di fondazione, oltre alla struttura di fondazione per l'assorbimento dei carichi verticali, si è costruita anche una platea per l'assorbimento delle spinte laterali e si sono prese le dovute precauzioni per riportare il punto di base del telaio di nuovo nella posizione esatta, qualora si dovesse verificare uno spostamento lineare della spalla.

Io ho citato il caso di questo ponte per mostrare un esempio del fatto che il criterio informativo del cemento presollecitato, già allo stato attuale delle cose non è più, per il buon costruttore, fine a se stesso, ma costituisce un mezzo per arrivare alla soluzione di problemi costruttivi. Un mezzo cioè che apre delle nuove vie e che in collaborazione con altri provvedimenti porta alla realizzazione di opere complete.

Alla completezza del sistema, appartiene il non ultimo vantaggio di una soddisfacente linea delle strutture. A questo proposito ci dobbiamo considerare fortunati che i nostri architetti hanno ben presto stabilito quale è la sagoma migliore che deve essere attribuita al cemento armato precompresso e quale è la strada che essi debbono mostrare all'ingegnere affinché la sua opera risponda allo scopo.

Io sono arrivato alla fine della mia esposizione. Mi auguro che voi avrete ricavato dalle mie parole l'impressione che in Germania molti si dedicano al cemento precompresso con convinzione e che questo sistema costruttivo presso di noi gode della massima fiducia e che lo si considera idoneo ad essere impiegato per la realizzazione delle opere più importanti dell'ingegneria civile.

ERICH BORNEMANN

# CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO SISTEMA DYWIDAG

Secondo l'idea originaria del Freyssinet, la realizzazione del cemento armato precompresso consisteva nel porre l'acciaio con elevato limite di snervamento ed il calcestruzzo della massima resistenza meccanica possibile in uno stato di tensione reciproca con la massima sollecitazione possibile, ottenendo un cemento armato avente delle caratteristiche completamente nuove.

I nostri sviluppi ed i nostri perfezionamenti, nel campo del cemento armato precompresso, hanno utilizzato poco questo concetto informativo. Essi sono nati dal 1926 (e cioè dall'anno di costruzione del ponte ad arco di Alsleben realizzato da Dischinger con tirante presollecitato) come un'estensione naturale del campo di applicazione del cemento armato ordinario. In particolare le travate a volta sottile, sistema Zeiss-Dywidag con l'aumento delle ampiezze delle portate, hanno condotto a sforzi di trazione, che con le normali armature di acciaio non potevano più essere assorbiti. Esse richiedevano l'impiego di acciai ad elevata resistenza nonchè la loro messa in trazione preliminare prima della colata del calcestruzzo, il che ha costituito lo sviluppo del cemento armato precompresso.

Mentre il criterio informativo dell'invenzione di Freyssinet sorgeva nella costruzione delle parti prefabbricate in calcestruzzo di cemento, il cemento armato precompresso sistema Dywidag si sviluppava nelle opere della massima dimensione, le quali non permettevano l'estrinsecazione di alcun fatto rivoluzionario, ma richiedevano invece un cauto progresso dai concetti noti a quelli «nuovi». È appunto in questo che si deve vedere la causa fondamentale che giustifica la nostra ben calcolata riserva riguardante il passaggio dagli acciai impiegati finora agli acciai da costruzione di più elevata qualità. Fortunatamente, con la costruzione di numerosi ponti e di numerosi ambienti di grandi dimensioni, con il cemento armato precompresso Dywidag, si è potuto mettere in evidenza che, dal punto di vista economico, non era necessario impiegare dei fili sottili della più elevata resistenza meccanica, per i quali, in conformità dell'attuale stato delle nostre cognizioni, ma principalmente in conseguenza dell'utilizzazione, nella maggior parte dei casi di tensioni molto elevate, sussiste il pericolo di rotture in conseguenza della corrosione provocata dalla tensione, il quale pericolo non può essere escluso con sicurezza.

L'armatura di *mm* 26 di spessore del cemento armato precompresso Dywidag, costituita da acciai St 90 oppure St 105, e cioè da acciai di resistenza media, si è affermata in maniera soddisfacente, comunque altrettanto soddisfacente quanto quella flessibile del cemento armato, da cui essa non si differenzia sostanzialmente per quanto concerne lo spessore e le altre caratteristiche qualitative.

Il grandioso sviluppo della costruzione massiccia dall'introduzione del cemento armato precompresso non può essere spiegato in maniera semplice. Esso non deriva da un aumento della sollecitazione di compressione che può essere ammessa per il calcestruzzo di cemento, il quale aumento deve senz'altro considerarsi trascurabile. Al contrario il risparmio che si realizza nella sezione di armatura impiegata, permette una diminuzione di peso nei tiranti. Con questo è possibile costruire con strutture più snelle e superare luci maggiori. Del pari di grande importanza è la possibilità che offre il sistema di precompressione, di collegare delle parti costruttive nuove con quelle già in opera e che hanno fatto presa, con risultati soddisfacenti. L'avanzamento a sbalzo di travate di ponte di notevole portata, risparmia le armature e scompone la costruzione in un grande numero di coni che si susseguono l'uno di seguito all'altro, con la qual cosa la sicurezza e la qualità dell'opera vengono migliorate in maniera decisiva e le spese subiscono una notevole diminuzione.

## Descrizione del procedimento

La Ditta Dyckerhoff & Widmann KG., ha sviluppato e perfezionato secondo le idee del dottor ing. E. H. Finsterwalder il noto sistema Dywidag per il cemento armato precompresso che si è affermato in larga misura nelle costruzioni industriali e dei ponti. Finora, nel periodo del dopoguerra, con questo procedimento sono stati costruiti 100.000 *m*<sup>2</sup> di ponti. Inoltre sono state realizzate numerose opere industriali e civili.

Per l'armatura di presollecitazione, viene impiegato un acciaio speciale che è stato sviluppato e perfezionato dalle Hüttenwerk Rheinhausen. Questo acciaio è noto con la designazione di acciaio Sigma 80/105. Questo materiale ha una resistenza alla rottura di almeno  $10.500 \text{ kg/cm}^2$  ed un limite di elasticità di circa  $8000 \text{ kg/cm}^2$ .

Le barre di acciaio il cui diametro importa unitariamente  $\text{mm } 26$  presentano, in corrispondenza della loro estremità, delle filettature, le quali tuttavia non sono ricavate con l'ordinaria operazione di taglio, ma per cilindatura. Il riporto per cilindatura costituisce un procedimento di laminazione che si svolge sotto l'azione di una

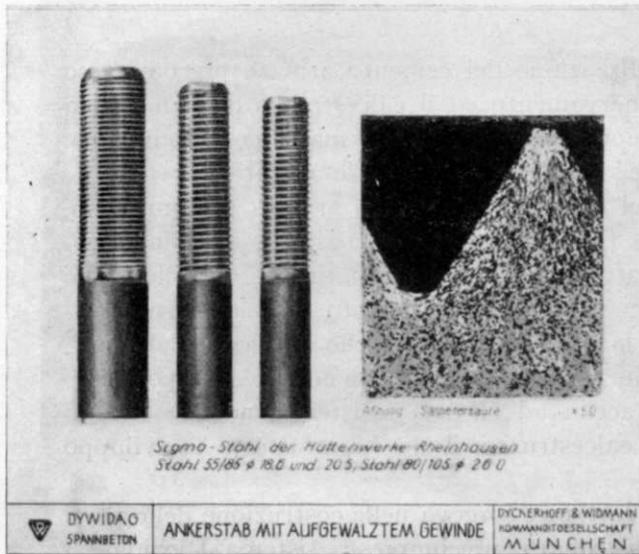


FIG. 1. — Barra di ancoraggio con filettatura riportata per cilindatura.

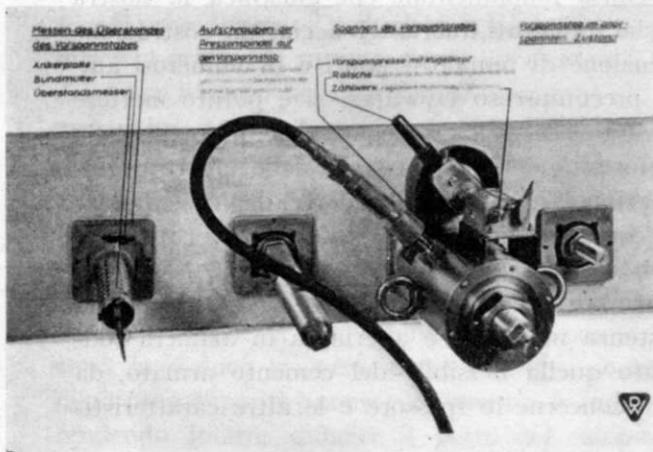


FIG. 2. — Dispositivo di messa in tiro dell'armatura.

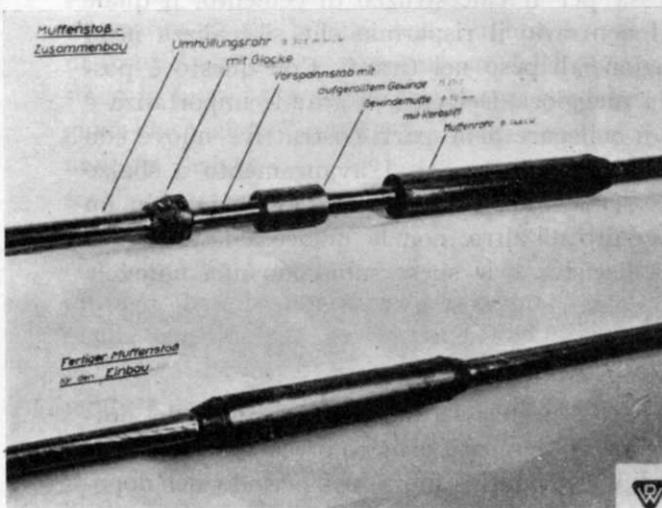


FIG. 3. — Montaggio con il giunto a manicotto.

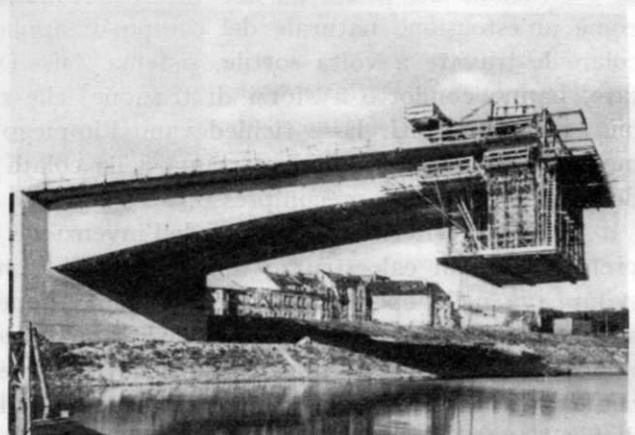


FIG. 4. — Procedimento costruttivo a sbalzo.

elevata pressione e per il quale la sezione trasversale, nella zona della filettatura, non viene indebolita. A mezzo della laminazione, le filettature in conseguenza della formatura a freddo vengono pressate, per metà entro la sezione trasversale della barra (fig. 1). Con questo procedimento,

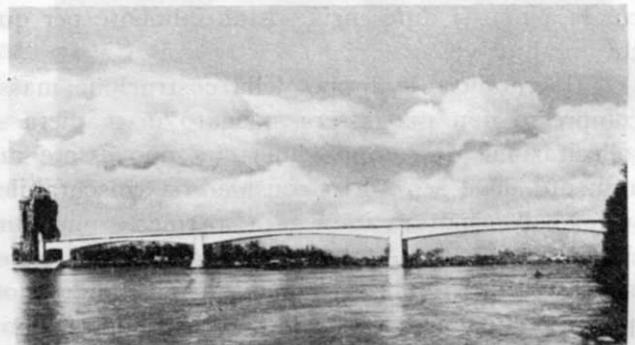


FIG. 5. — Ponte dei Nibelungi sul Reno a Worms.

contrariamente a quanto si verifica nel caso dell'ordinario taglio delle filettature, non si ha asportazione di materiale. La zona filettata della barra può presentare la stessa resistenza meccanica del restante della barra stessa. Per il fatto che le barre di acciaio presentano in corrispondenza delle loro estremità delle filettature, le sollecitazioni che si esercitano sulle barre di acciaio in

questione, possono essere trasmesse al calcestruzzo di cemento in maniera molto semplice ricorrendo all'uso di piastre di ancoraggio in acciaio e di dadi filettati ordinari. Questa applicazione della sollecitazione preliminare risulta chiara sotto ogni punto di vista e permette la regolazione precisa della misura di cui occorre estrarre la barra fuori dal calcestruzzo di cemento.

### La messa in trazione delle barre di acciaio

Le barre di armatura, prima della loro messa in opera, vengono rivestite con tubi di lamiera a parete sottile ed impermeabili, il cui diametro è *dim* 4 maggiore di quello della barra. Con

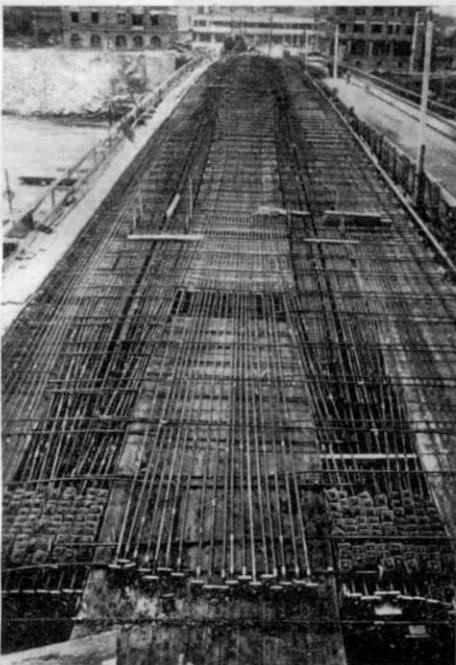


FIG. 7. — Messa in opera dei cavi della sovrastruttura.

questa guaina tubolare impermeabile, le barre vengono messe in opera nelle casseforme e quindi viene gettato il calcestruzzo di cemento. In conseguenza di ciò, dette barre anche quando il calcestruzzo ha fatto presa, rimangono, in un primo tempo, scorrevoli in senso longitudinale. Dopo un sufficiente indurimento del calcestruzzo, esse vengono portate a mezzo di un apparecchio di messa in trazione, funzionante idraulicamente (fig. 2) alla tensione calcolata preliminarmente. Lo stantuffo dell'apparecchio di messa in trazione afferra l'estremità filettata della barra, mentre il cilindro si appoggia sulla piastra di ancoraggio in acciaio. Con il funzionamento della pressa, la barra viene tirata fuori dal corpo di calcestruzzo di quanto corrisponde al suo allungamento per la tensione applicata oltre alla contrazione del calcestruzzo di cemento, in relazione alla compressione che gli viene trasmessa dalla piastra di ancoraggio. Successivamente ha luogo l'avvitamento del dado filettato, che nel frattempo è diventato libero, fino al suo appoggio alla piastra di ancoraggio, cosicché dopo che l'apparecchio di messa in trazione ha cessato di esercitare la sua azione, il dado trasmette la forza elastica della barra sulla piastra di ancoraggio e conseguentemente sul calcestruzzo. La rotazione del dado viene trasmessa ad un con-



FIG. 6. — Ponte Gänstor a Ulma.

tatore, dal quale è possibile leggere l'allungamento della barra con l'approssimazione del decimo di millimetro. La tensione della barra viene inoltre controllata con la lettura di un manometro, cosicché viene esclusa ogni possibilità di applicare una sollecitazione eccessiva e non voluta alla barra. Poiché la misura di quanto la barra viene estratta dal calcestruzzo, viene determinata come differenza tra la sporgenza dell'estremità della barra stessa nei riguardi della faccia della piastra di ancoraggio prima e dopo la messa in trazione, e dato altresì che questa misura viene registrata in maniera da potersi controllare successivamente nel verbale dei lavori, l'esecuzione dei lavori di messa in tiro può essere controllata in maniera sicura e anche successivamente al termine dei lavori.

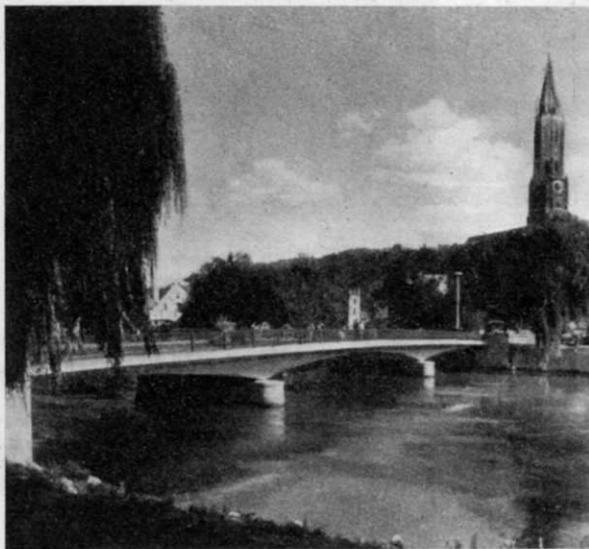


FIG. 6. — Ponte sull'Isar Landshut, Trave continua con intradosso curvo.

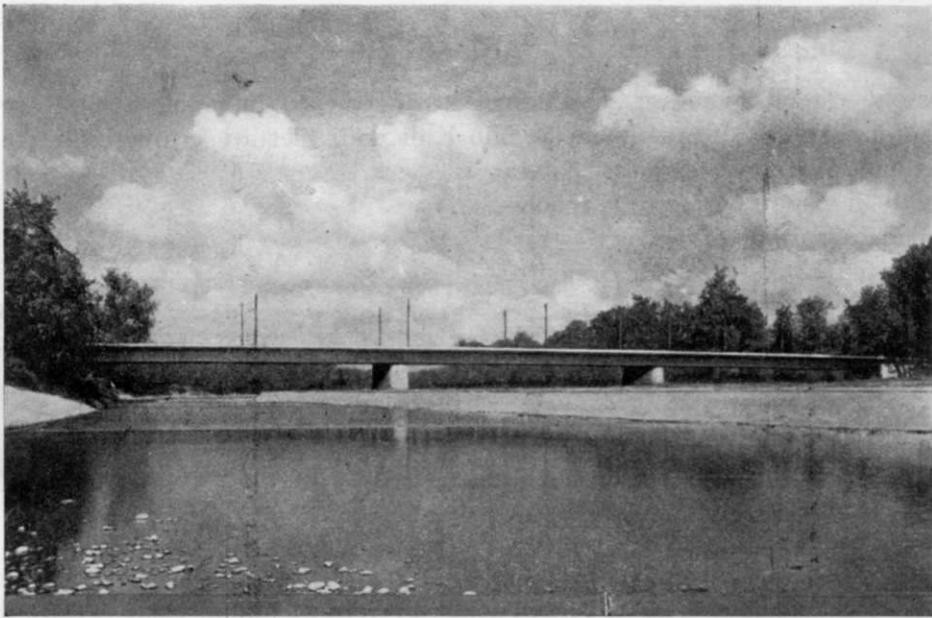


FIG. 9. — Ponte di Brudermuehl a Monaco: travata su tre campate (m 43 di luce ciascuna).

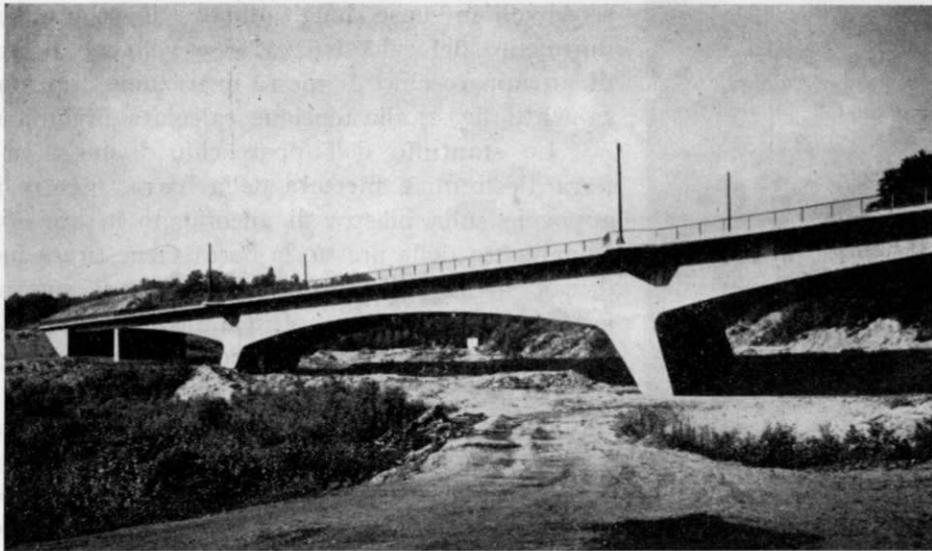


FIG. 10. — Ponte ferroviario di Horrem, a telaio con sostegni obliqui: luce media per campata m 80.

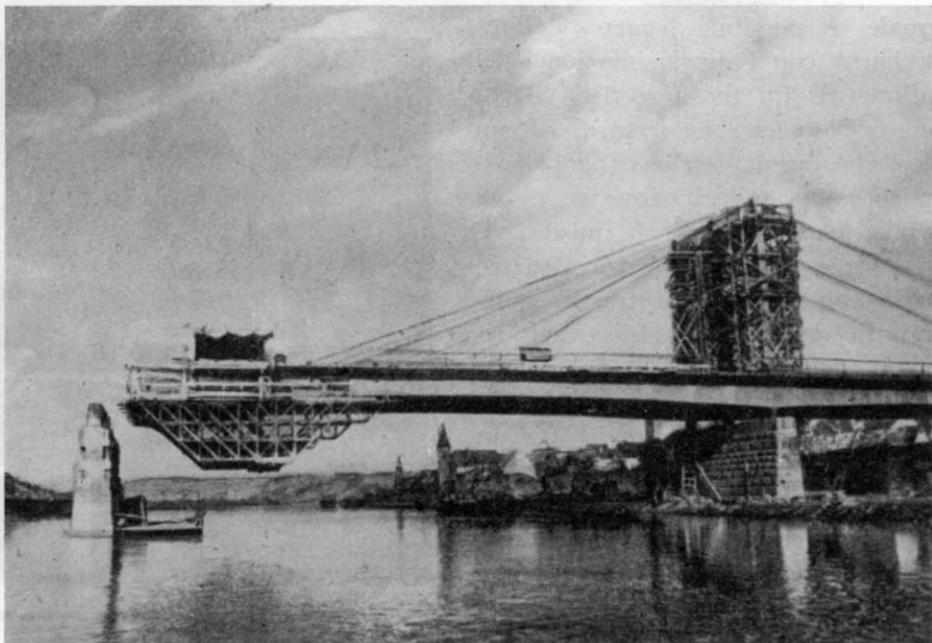


FIG. 11. — Ponte sui Meno a Karlstadt: Costruzione a sbalzo da un pilone all'altro, con ancoraggio retrostante dei coni di avanzamento su un pilone ausiliario.

Le barre di armatura diritte vengono in generale messe in trazione preliminare da una sola parte. Quando si abbiano barre curve, per evitare le perdite per l'attrito, nello scorrimento delle barre stesse nelle guaine tubolari in acciaio, può essere opportuno provvedere alla messa in trazione della barra dalle due estremità.

Nel sistema Dywidag ogni barra tonda scorre in un canale di lamiera, del pari di sezione rotonda ed

avente un diametro di  $mm$  30. In questa maniera si ha uno scorrimento di ferro su ferro in una determinata posizione che rimane inalterata anche durante l'operazione di messa in trazione.

Per questa ragione le condizioni di attrito possono essere determinate in maniera sufficientemente precisa a mezzo del calcolo.

Appena nell'opera è stata applicata la necessaria precompressione, determinata a mezzo del calcolo, nello spazio tra la barra di acciaio ed il tubo di guaina si inietta sotto pressione della pasta di cemento, di consistenza appropriata e con questa operazione viene realizzata l'unione tra l'acciaio pre-teso ed il calcestruzzo di cemento, in modo soddisfacente.

Il procedimento Dywidag per il cemento armato precompresso presenta inoltre il particolare vantaggio che, fino a che non è stata eseguita l'operazione di iniezione a pressione della pasta di cemento, si può in ogni istante controllare la tensione di trazione della barra, con una nuova applicazione della pressa, con l'aiuto dei cosiddetti campioni di tensione.

#### Possibilità costruttive del cemento armato precompresso Dywidag

Nel precompresso Dywidag, ogni barra di precompressione produce una forza di 30 tonnellate. Questo sta a significare che anche delle forze di presollecitazione relativamente piccole, come quelle che si hanno per esempio per la precompressione trasversale dell'impalcato dei ponti e degli elementi costruttivi delle strutture al disopra del livello del suolo, possono essere applicate semplice-

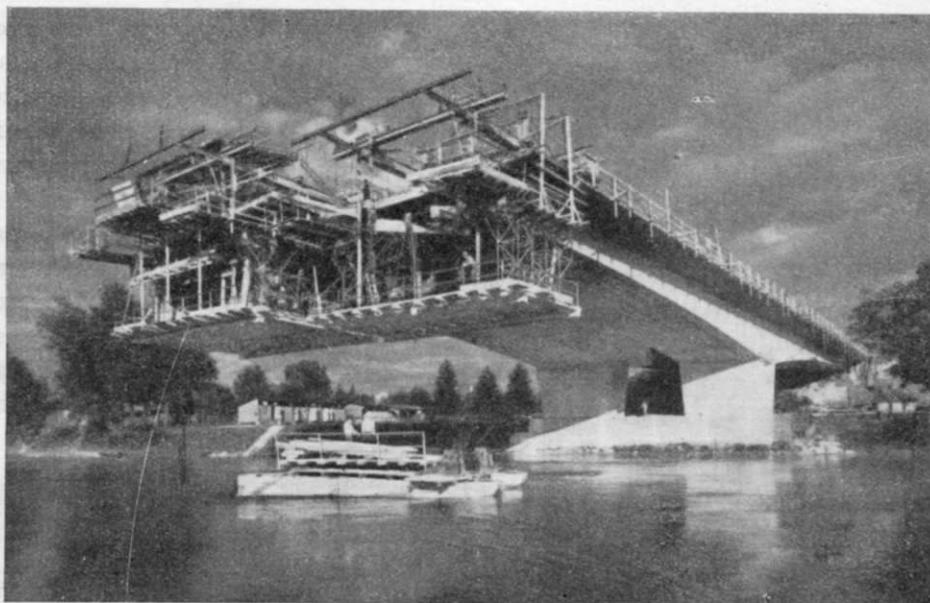


FIG. 12. — Ponte Ring Ulm: ponte a telaio, Costruzione ad avanzamento a sbalzo.

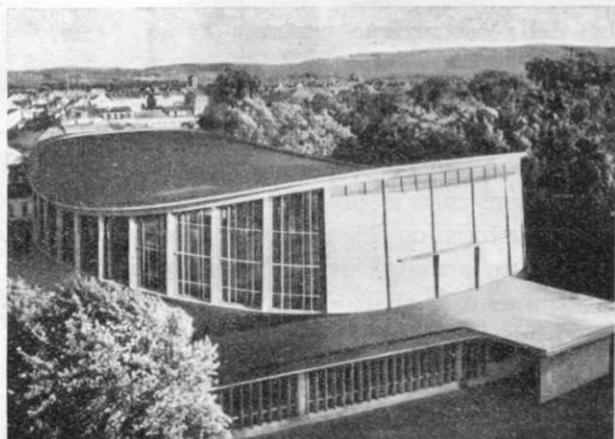


FIG. 13. — Sala Schwarzwald a Karlsruhe: copertura sospesa presollecitata: luce  $m$  71 x 45.



FIG. 14. — Sala da esposizione, Monaco: volta a guscio precompressa: raggio di curvatura  $m$  75.



FIG. 15. — Edificio senza pilastri intermedi al piano terra, in cemento armato precompresso.

Nel sistema Dywidag le barre, in conseguenza della maniera semplice secondo la quale vengono ancorate, possono essere impiegate anche in lunghezze brevi. Per questa ragione il costruttore si trova nella condizione di assorbire delle punte di tensione locali come pure di assorbire le tensioni di taglio, il tutto in maniera molto economica.

#### Struttura di avanzamento a sbalzo della costruzione portante con cemento armato precompresso Dywidag

Le barre mediante un collegamento semplice a manicotto filettato (fig. 3) possono essere combinate in modo da dare origine ad elementi di lunghezza a piacere. La possibilità, da parte del sistema Dywidag di impiegare, nella stessa maniera, barre corte e lunghe, costituisce il fondamento e la premessa condizionale di uno sviluppo caratteristico del sistema e cioè la struttura di avanzamento a sbalzo delle opere portanti in cemento armato, senza l'impiego di armature (fig. 4). Con questo procedimento la struttura di avanzamento a sbalzo fa progredire l'opera portante in tronchi di  $m\ 3$  di lunghezza, a partire dalle fiancate e, prolungandosi sul fiume da superare, i due tronchi si chiudono in corrispondenza della mezzeria. Ogni sezione viene precompressa contro la precedente

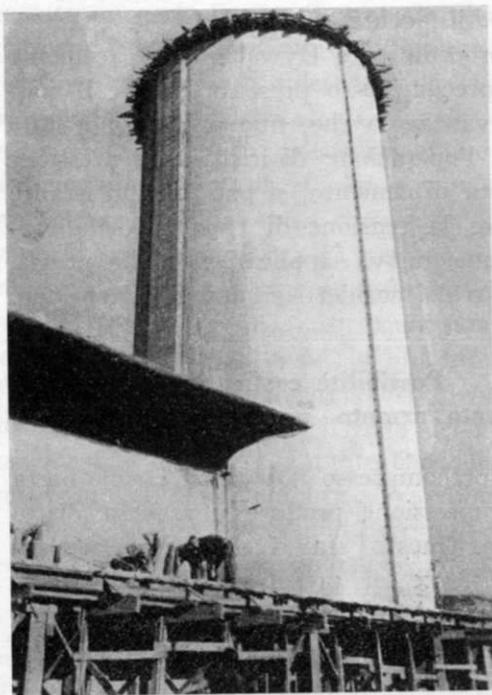


FIG. 16. — Torre di fermentazione di Wiesbaden: altezza  $m\ 22$ , diametro  $m\ 17,10$ , volume  $cm^3\ 2000$

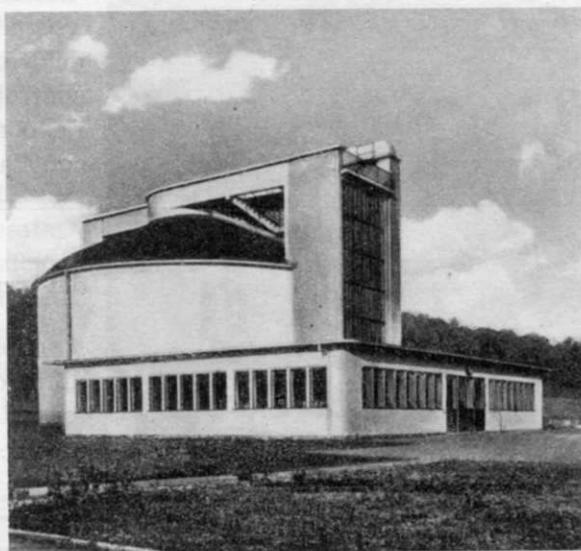


FIG. 17. — Silo per cemento ad Asland: diametro  $m\ 16$ ,

mente ed economicamente. Da questa unità di forza si ha d'altro canto che delle elevate forze di precompressione possono essere assorbite da una molteplicità di barre.

Questa ripartizione di elevate forze su numerose barre di presollecitazione fornisce al costruttore la possibilità di disporre dette barre in maniera tale nella sezione trasversale, da corrispondere alle esigenze del diagramma delle tensioni, nella maniera più razionale. In altri termini, il costruttore ha la possibilità di introdurre le forze di compressione in quelle parti della sezione trasversale, in cui dette forze risultano necessarie. In questa maniera è possibile conservare i principi fondamentali della costruzione generale in cemento.

a mezzo di barre di presollecitazione che terminano sulla faccia anteriore della sezione ed in questa maniera si ha anche il collegamento, mentre le altre aste vengono prolungate fino a quando lo richiedano le esigenze statiche della costruzione.

Il Ponte dei Nibelungi che attraversa il Reno presso Worms (fig. 5) con campate di metri 104, 114, 101 e 122, costituisce un esempio che mette in evidenza il soddisfacente impiego di questo nuovo procedimento. Un altro esempio del genere è dato dal ponte sulla Mosella presso Coblenza. Numerose altre costruzioni di ponti e di opere dell'ingegneria applicata, per diversi sistemi e per diverse dimensioni, sono state realizzate negli ultimi

anni e dimostrano la qualità tecnica nonché la capacità di adattamento ed il valore del sistema Dywidag. Le figure allegate mostrano una esemplificazione dei suoi possibili campi di impiego.



FIG. 18. — Pista ciclistica di Bielefeld: soletta in cemento armato precompresso senza giunti.

### Ponte sulla Mosella a Coblenza

Il ponte stradale della figura 19, costruito presso Coblenza, venne distrutto verso la fine della guerra nel 1945. Esso è stato costruito con il procedimento Dywidag, con il sistema a struttura di avanzamento a sbalzo senza armature. Il nuovo ponte supera la Mosella con tre campate principali aventi rispettivamente  $m$  102, 114 e 123 di luce. Esso ha una larghezza di  $m$  20 tra i parapetti di cui 13  $m$  spettano alla carreggiata stradale.

La costruzione è formata da travate a sbalzo in cemento armato precompresso, che sporgono dai piloni intermedi e dalle due pile-spalla a terra. Questo tipo di costruzione che è stato sviluppato e perfezionato dalla Ditta Dyckerhoff & Widmann KG., si presta in particolare per l'avanzamento a sbalzo senza armature fisse, della costruzione che viene realizzata in conci di  $m$  3 di lunghezza. Durante l'esecuzione della sovrastruttura del ponte, la navigazione fluviale non subisce il benchè minimo intralcio, nè sussiste per la costruzione alcun pericolo od impedimento, nell'eventualità del verificarsi di piene del fiume. Le travate portanti che sporgono a sbalzo a partire dai due piloni intermedi, come si vede in figura 10, sono costruite simmetricamente in riferimento ai piloni stessi, cosicchè questi ultimi, sotto l'effetto del carico permanente, rimangono esenti da momenti e sono sollecitati da forze centrate. Le travate a sbalzo

che vengono costruite a partire dalle pile-spalla a terra, hanno invece verso terra un braccio che serve come zavorra. Nella mezzeria delle tre campate sono montate delle cerniere in acciaio fuso, che permettono la trasmissione delle forze trasversali e permettono contemporaneamente degli spostamenti longitudinali reciproci delle due metà adiacenti delle travate portanti (per esempio nel caso di variazioni della temperatura).

Nella esecuzione dell'opera si è impiegato il cemento 425, in quanto, con questo tipo di cemento, il tempo di indurimento è così breve che già dopo 2-3 giorni dal getto si raggiunge la resistenza

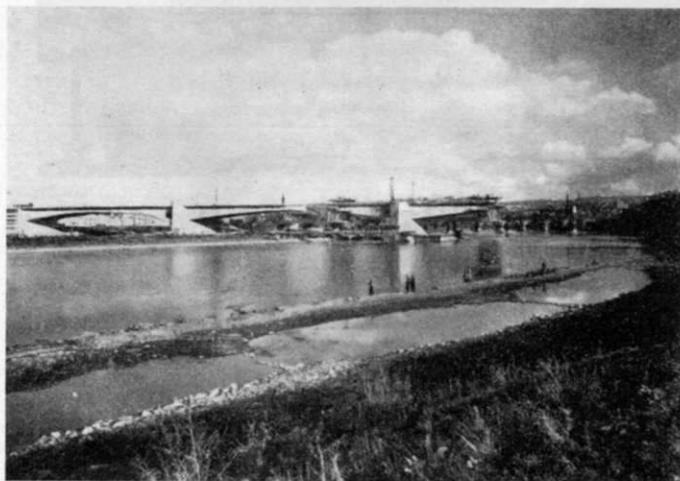


FIG. 19. — Ponte presso Coblenza in costruzione.

meccanica sufficiente per l'applicazione della presollecitazione. La costruzione della sovrastruttura della lunghezza complessiva di  $m$  340, secondo il procedimento della struttura di avanzamento a sbalzo, è stata realizzata entro un periodo di 7 mesi.

L'armatura è costituita da acciaio tondo St 60/90 con un diametro di 26 millimetri. In corrispondenza delle singole sezioni della struttura di avanzamento, ogni volta, il 50 %, tutti i cavi vengono giuntati a mezzo di manicotti filettati.

Siccome la soletta del ponte, presollecitata secondo le due direzioni, è impermeabile, si rende superfluo l'impiego di una particolare struttura di isolamento, cosicchè il ponte, come rivestimento, riceve soltanto uno strato di asfalto colato.

Il progetto è dovuto al dott. ing. Ulrich Finsterwalder della ditta esecutrice dei lavori e cioè la Dyckerhoff & Widmann KG., di Monaco.

U. FINSTERWALDER

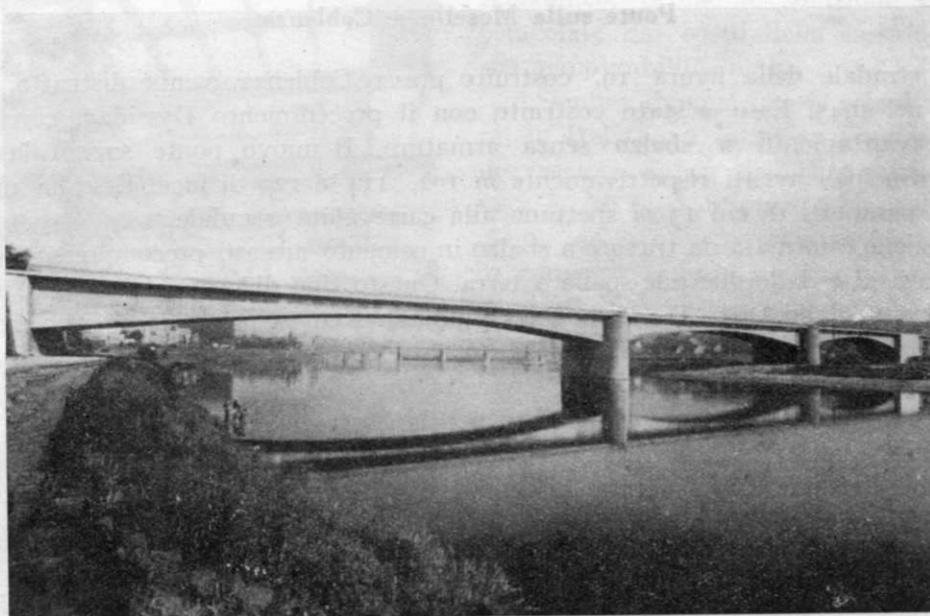


FIG. 20. — Il ponte ultimato.

## APPLICAZIONI DEL SISTEMA FREYSSINET

Alcuni anni or sono io ho avuto l'onore, sotto la stessa presidenza del prof. Giannelli, di parlare in questa stessa aula. Abbiamo assieme discusso di certe idee generali. Ora vorrei parlare di alcune realizzazioni. Si tratta — come comprenderete perchè è ad esse che io consacro la mia attività — di opere eseguite secondo i procedimenti Freyssinet; ma desidero restare su un piano generale, al disopra di ogni particolare interesse e di ragioni commerciali.

Pur restando in tale spirito, sono lieto di avere ancora la occasione di rendere omaggio al grande Ingegnere di cui ho l'onore di essere collaboratore.

Il film, che farò per primo proiettare, riunisce esempi molto diversi di numerosi aspetti della precompressione e concretizza i mezzi in virtù dei quali l'idea ha potuto effettivamente essere realizzata.

Alcuni di tali esempi sono già di vecchia data, ma la messa a punto nei dettagli ne è stata così spinta che da essi si possono ancora rilevare degli insegnamenti. È, ad esempio, il caso dei tubi fabbricati nello stabilimento d'Oued-Fodda in Algeria. Si può affermare che in tale campo nulla è stato ulteriormente realizzato di meglio dal punto di vista della qualità.

Ecco una vista del getto di questi tubi. Il calcestruzzo viene dapprima vibrato entro un cilindro esterno filtrante, estensibile, ed un mandrino centrale, ugualmente estensibile, oscillante secondo il suo asse sotto l'azione di un vibratore. Tale vibratore dà, grazie a 40 magli girevoli sincronizzati, forze oscillanti intorno alle 50 tonnellate, con frequenza di 3000 oscillazioni al minuto, e crea così delle accelerazioni uguali a quattro volte quella del peso. Tale vibrazione viene eseguita sotto compressione.

Vedete come l'acqua scorre perfettamente limpida attraverso la cassaforma esterna, a seguito dell'essiccamento ottenuto mediante l'espansione della forma interna e la vibrazione.

Il calcestruzzo così essiccato, diviene sufficientemente duro per aderire, senza essere da essa tagliato, alla armatura trasversale e tenderla al suo limite elastico. La tensione delle armature è dunque così ottenuta per mezzo del calcestruzzo che serve da agente di trasmissione.

Questo calcestruzzo viene in seguito indurito in alcuni minuti, mediante riscaldamento con vapore a 100°, e l'indurimento è sufficiente per sopportare la precompressione che si ottiene per rilassamento del mandrino interno; agli sforzi radiali che tale mandrino esercita, per tendere le armature, si è sostituita una compressione circonferenziale del tubo, che equilibra tale tensione. La precompressione è realizzata come si vede nella figura 1.

Ecco un'esperienza fatta al banco di prova.

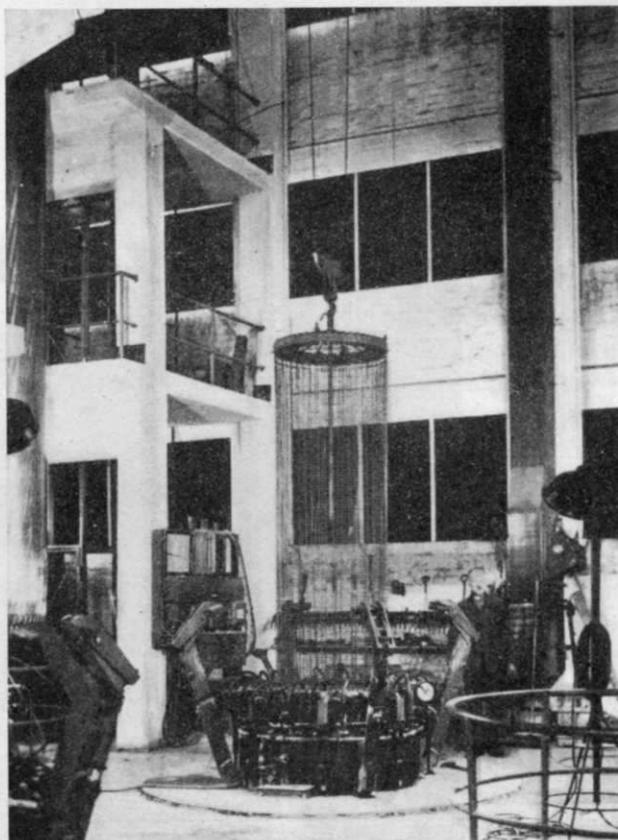


FIG. 1. — Fabbricazione di un tubo nello stabilimento algerino di Oued Fodda.



FIG. 2. — Ponte di Esbly in costruzione.

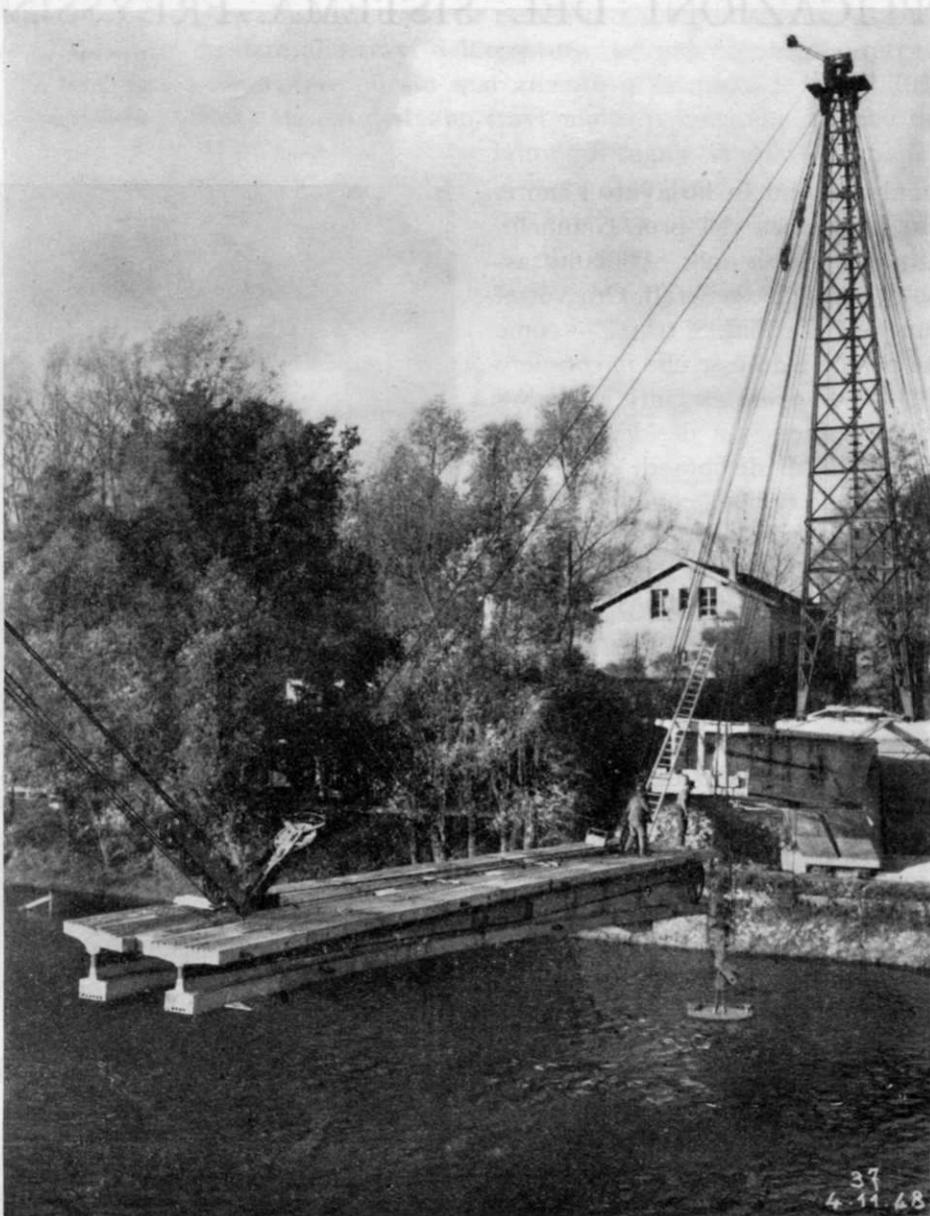


FIG. 3. -- Ponte di Esbly in costruzione.

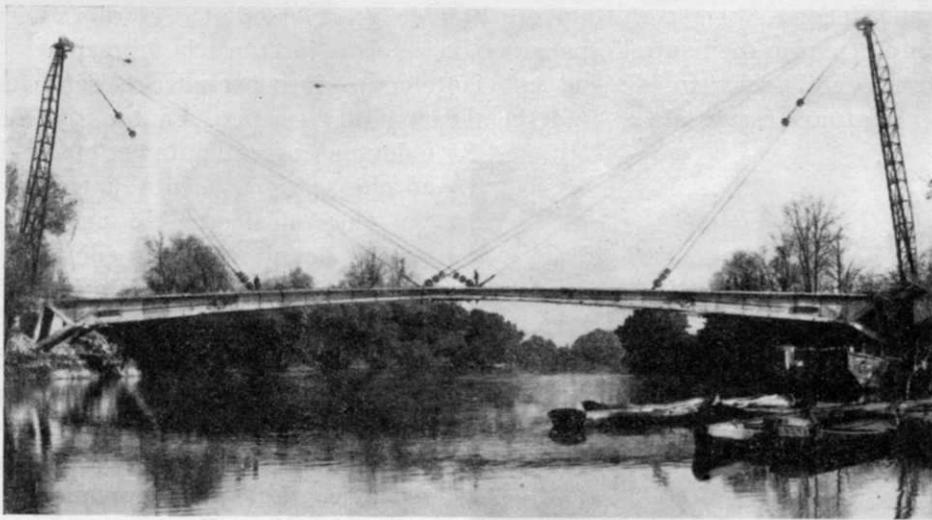


FIG. 4. — Ponte di Esbly ultimato.

Si aumenta la pressione fino a sopprimere la compressione preliminare; poi si pone il calcestruzzo in trazione, fino alla fessurazione. L'acqua trasuda ma diminuisce la pressione, tutto torna a posto, le fessure si richiudono fino a diventare invisibili e i getti si arrestano. Questa esperienza è stata ripetuta moltissime volte sullo stesso tubo senza che l'impermeabilità, sotto la pressione di servizio, venga ad essere diminuita. È la prova di una sicurezza assoluta di fronte alla sopra-pressione accidentale.

Il ponte di Esbly (figg. 2, 3 e 4) così come gli altri quattro ponti sulla Marna dello stesso tipo, sono oggi così conosciuti che è il caso appena di riprodurne fotografie, le quali rischiano di essere già state viste da tutti i presenti. Mi permetto tuttavia di farvi proiettare un film relativo a tale opera, poichè esso mostra con quale perfezione, quale ingegnosità e, nello stesso tempo, con quale semplicità erano stati concepiti dal Freyssinet, prefabbricazione, collegamento trasporto e sollevamento.

Cosa strana, sebbene più vecchio solo di 4 anni, il ponte di Luzancy sembra ora, in rapporto a queste opere, un antenato. La ragione sta anzitutto nelle difficoltà economiche al momento in



FIG. 5. — Uno dei sette ponti sullo Oued-Djer.

cui è stato eseguito il ponte di Luzancy, e che non avevano permesso di mettere in opera i potenti mezzi dei quali hanno beneficiato i ponti del tipo di Esbly. Ma la perfezione del progetto di Luzancy era tale che tutto era già potenzialmente attuato in quest'opera. Credo poter ricordare che questo fu il primo ponte costruito, come quello di Esbly, in aggetto, senza impalcatura, utilizzabile, e consentendo i martinetti piatti, per la creazione e il regolaggio delle spinte, di far passare la linea di pressione dove si vuole. Risultano opere la cui leggerezza non ne pregiudica la resistenza, e la cui flessibilità sotto i sovraccarichi è minima. Questa serie di opere, che inizia a Luzancy, ha dimostrato



FIG. 6. — Posa di una travata del ponte sull'Oued-Djer.

definitivamente la possibilità di appoggiare archi molto tesi, quindi a fortissima spinta, su terreni mediocri. Ugualmente la costruzione di Rouen, che ha permesso di dimostrare che era possibile realizzare, in calcestruzzo precompresso, opere iperstatiche a travate multiple, con cavi rettilinei, e di beneficiare per questo dei vantaggi della prefabbricazione e della facilità di congiunzione consentita dalla precompressione. Una serie di opere più recenti sono i ponti su l'Oued-Djer (figg. 5 e 6). Si tratta di sette ponti in Algeria, che comportano in totale 19 travate, di cui 8 di  $m$  37 e 11 di  $m$  30. Tali travate sono state realizzate con uno stesso profilo di trave, riducendo gli interassi per le grandi portate. La sezione trasversale è formata da 10 travi per le luci di  $m$  37 e da 6 travi per le luci da  $m$  30. In totale 146 travi dello stesso profilo, e di una lunghezza totale di 4900 metri.

Queste condizioni, unite alle difficoltà di reclutamento della mano d'opera sul posto, portavano ad impiegare intensivamente la prefabbricazione. Grazie alla precompressione, si è potuta scomporre ogni trave in conci di  $m$  2



FIG. 7. — Ponte a Caracas: la centina sospesa.

di lunghezza. Furono così fabbricati 10.000 conci su di una forma vibrante allo stabilimento di Oued-Fodda, distante *km* 100 dalla zona centrale delle opere, e trasportati sui diversi cantieri per ferrovia e per strada ordinaria e poi riuniti sul posto mediante cavi.

Le travi così costituite sono state lanciate senza impalcatura collegandole ad una trave contro-peso e lanciandole mediante un falcone centrale montato sulla piattaforma di un carrello.

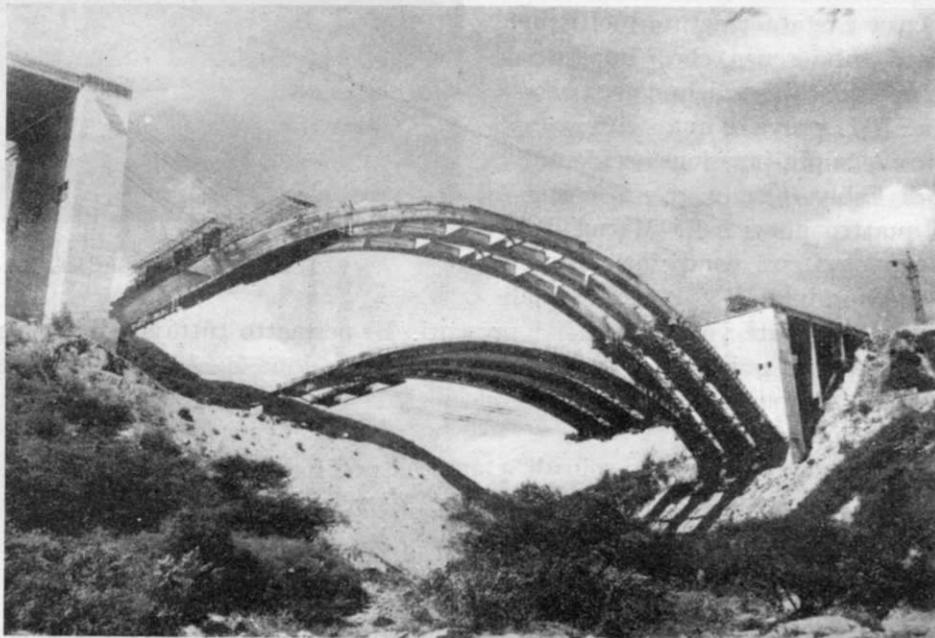


FIG. 8. — Viadotto di Caracas.

L'insieme del falcone e delle due travi si spostava su tre vie parallele all'asse longitudinale fino a che la trave da lanciare si trovava al disopra del suo appoggio definitivo; a questo punto era sufficiente farla scendere su questo appoggio e spostarla parallelamente fino alla sua posizione definitiva in opera.

Il film vi mostra questa operazione di lancio della trave: la trave che si lancia ha alla sua estremità un apparecchio di sollevamento che essa trasporta con sé. Questo apparecchio si appoggerà sulla pila e servirà per abbassare l'estremità della trave.

I viadotti di Caracas ci forniscono un nuovo esempio di costruzione senza appoggio al suolo, con l'aiuto di una centina sospesa (figg. 7, 8, 9 e 10).

Sono stati costruiti tre ponti di portata leggermente differente: le lunghezze degli attraversamenti erano di 310, 250 e 210 metri. Ogni ponte è costituito da un impalcato su pile sui due lati della vallata, che è attraversata con un arco ad  $1/5$  nella parte centrale. Le portate di questi archi sono di 152, 146 e 138 metri. Due pilastri massicci di *m* 6 di larghezza inquadrano la portata centrale; appoggi fissi sulle rive ed in chiave, appoggi mobili sui pilastri massicci. Le portate dell'impalcato variano da *m* 15 agli accessi; fino a 12 metri in chiave. Questo impalcato è costituito da 8 travi continue distanziate di *m* 2,80 con solette intermedie di *cm* 18 di spessore tenute insieme da una precompressione trasversale; le travi sono sostenute da pilastri e precomprese longitudinalmente da cavi di prefabbricazione (4 cavi) e da 6 cavi da 18 fili di *mm* 5 passanti nelle scanalature nella parte superiore delle travi.

Gli archi sono formati da tre cassoni vuoti da *m* 2 a *m* 3 di altezza, *m* 3,20 di larghezza, e *m* 8,40 di interasse.



FIG. 9. — Ponte di Caracas ultimato.

La parte più notevole della costruzione è quella degli archi.

Gli appoggi su una riva hanno bisogno di spalle a cassoni di  $m$  16 di altezza; nell'altra di massicci su pali a testa inclinata; le reazioni, secondo la inclinazione, erano di circa 7000 tonnellate.

Queste spalle furono sormontate da articolazioni Freyssinet.

La centina interamente in legno fu costituita da due parti laterali occupando ciascuna circa  $1/4$  dell'arco, sospese a mezzo di tiranti passanti ai due livelli dei pilastri massicci, uno dei quali ancorato nella roccia, e di una parte centrale appoggiata sull'estremità di dette parti laterali.

Ma bisognava evitare una eccessiva flessibilità di tale insieme, e perciò M. Freyssinet ebbe l'idea di gettare preventivamente le parti di arco poste al disopra delle parti laterali del centro. Per conseguenza, le operazioni furono le seguenti:

Queste parti laterali furono gettate in quattro fasi 1<sup>a</sup>, 2<sup>a</sup>, 3<sup>a</sup> e 4<sup>a</sup> e la centina stessa scomposta in quattro parti, essendo ogni parte gettata prima del montaggio della seguente: dapprima installa-

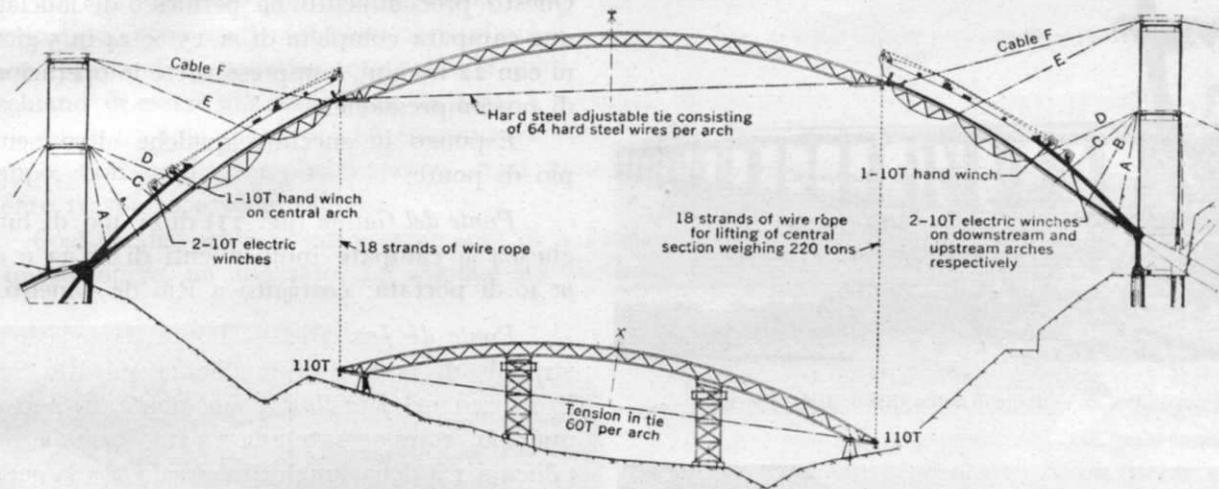


FIG. 10. — Ponte a Caracas.

zione di una piattaforma 1<sup>a</sup>, ancoraggio e getto corrispondenti; poi getto di una piattaforma 2<sup>a</sup>, ancorata anch'essa, poi di una piattaforma 3<sup>a</sup> rinforzata da piccole travi a inferriata e ancorate, ed infine getto dell'ultima piattaforma 4<sup>a</sup> simile alla precedente.

Essendo la parte superiore lasciata aperta, le parti 3<sup>a</sup> e 4<sup>a</sup> non erano interamente terminate, salvo alcuni traversi di stabilità per rinforzare il profilo ad U così ottenuto. Articolazioni temporanee tra i diversi elementi della centina e dei giunti tra i differenti elementi gettati, furono inchiodate in modo che, in tale stadio, le parti di attacco 1<sup>a</sup>, 2<sup>a</sup>, 3<sup>a</sup> e 4<sup>a</sup> costituissero una trave continua rigida, legno e calcestruzzo, sospesa a mezzo di sette cavi.

L'estremità della parte 4<sup>a</sup> formava uno sbalzo al di là della centina in modo da servire per la manovra della parte centrale. In questa fase i tre archi erano gettati contemporaneamente ed erano rinforzati provvisoriamente tra loro per assicurare una completa rigidità.

Si è in seguito proceduto allo smontaggio della parte centrale di  $m$  80 di portata,  $m$  21 di larghezza e del peso di 220 tonnellate. Questa parte era costituita da un arco in legno, con un tirante di 64 fili di 5 millimetri. Con l'aiuto di tre martinetti da ogni parte, e di carrucole installate sulle sporgenze delle 4 parti, è stata tolta, in due giorni, la centina; quindi, dopo congiunzione con le parti laterali con interposizione di cassette di sabbia, si è allentato il tirante, e l'insieme ha funzionato come un arco, sostenuto tuttavia da ogni parte dai sette cavi già menzionati. Si è gettata la parte inferiore degli archi, e si sono allentati i tiranti inferiori (salvo quelli del piede) lasciando i due tiranti superiori tesi. Due martinetti piatti a sacco erano stati installati in chiave in modo da costituire una articolazione provvisoria, compensare i ritiri e regolare i livelli. Articolazioni temporanee erano ugualmente lasciate tra la parte centrale e le parti laterali.

Le anime verticali del cassone furono allora gettate fino alla chiave, i giunti di costruzione furono cementati, le articolazioni temporanee fra la parte centrale e parti laterali furono bloccate, l'arco benchè non completamente cementato nella sua parte superiore funzionava allora come un arco a tre articolazioni.

I cavi furono tutti rilasciati, e la centina tolta nell'ordine inverso del montaggio.



FIG. 11. — Ponte di Galion (Rio de Janeiro)  $m$  370.



FIG. 12. — Ponte di Joazeiro, in costruzione.



FIG. 13. — Il ponte di Joazeiro, ultimato.

Si deve notare che precompressioni temporanee erano state previste in numerose zone, nella parte superiore, per tener conto del fatto che i tiranti per un lato, e i carichi incompleti dall'altro, modificavano la curva di pressione.

Il lancio delle travi dell'impalcato venne effettuato con l'aiuto di una trave metallica di  $m$  38 di lunghezza, con uno sbalzo di  $m$  18, capace di sopportare un carico di  $t$  25 a una distanza di 8,5 metri. Questa trave poteva essere spostata longitudinalmente e trasversalmente sulla campata precedentemente gettata. Questo procedimento ha permesso di lanciare una campata completa di  $m$  15  $\times$  24 in 5 giorni con 22 uomini, comprese tutte le operazioni di precompressione.

Espongo in succinto qualche altro esempio di ponte:

*Ponte del Galion* (fig. 11) di  $m$  400 di lunghezza a campate indipendenti di  $m$  33 e di  $m$  40 di portata; costruito a Rio de Janeiro.

*Ponte di Joazeiro*. — Ponte ferroviario e stradale di  $m$  800 di lunghezza sul Rio San Francisco nel Brasile. È un ponte a portali multipli, comportante una tratta levatoia metallica a  $1/4$  della lunghezza circa. Da una parte e dall'altra di questa tratta levatoia 13, campate continue da una parte, 3 campate continue dall'altra. La sezione trasversale comporta 6 travi spaziate di  $m$  1,65. Le campate hanno  $m$  45 di portata (figg. 12 e 13).

Le travi sono prefabbricate in una sola lunghezza di  $m$ . 45 i giunti non si fanno cadere sull'appoggio ma sul punto di momento nullo della trave continua.

Si vede nel film la prima campata, stabile di per sè sola, e il giunto di fabbricazione nella seconda travata. Si vede anche l'apparecchio di lancio metallico di  $m$  60 di lunghezza che scorre in avanti sulla campata già eseguita. Ogni trave, di  $m$  45 di lunghezza, è precompressa da cavi di prefabbricazione.

Una precompressione di continuità è eseguita in seguito e rende solidali gli elementi di  $m$ . 45 fra loro. La superficie dell'impalcato è di  $7400 m^2$ . Lo spessore medio è di  $m$  0,58 e la quantità di acciaio duro è di  $kg/mc$  55; bisogna aggiungervi  $kg$  20 di acciaio dolce circa per metro cubo.

*Ponte sull'Amstel ad Amsterdam*. — La parte centrale di questo ponte è un'opera a 3 campate continue da 34, 56 e 34 metri. La larghezza totale è di 24 metri. L'ossatura è composta di 15 travi distanziate di  $m$  1,70 ad altezza varia-

bile  $m$  2,80 agli appoggi,  $m$  1,40 nel mezzo. Tutte queste travi sono state prefabbricate. Giunti di fabbricazione sono stati previsti vicino alle sezioni di momento nullo e appoggi provvisori costituiti da pali in legno erano stati installati per portare i differenti tronchi (fig. 14).

Ogni tronco è precompresso da cavi in fili di  $mm$  7 in modo da poter essere trasportabile. Dopo la posa in opera, si solidarizzano i tronchi con cavi di continuità.

Lo studio preliminare conduceva a un tracciato di cavi molto complicato. Avevo rimaneggiato questo studio in modo che i cavi di solidarizzazione fossero rettilinei, passando in alto e in basso

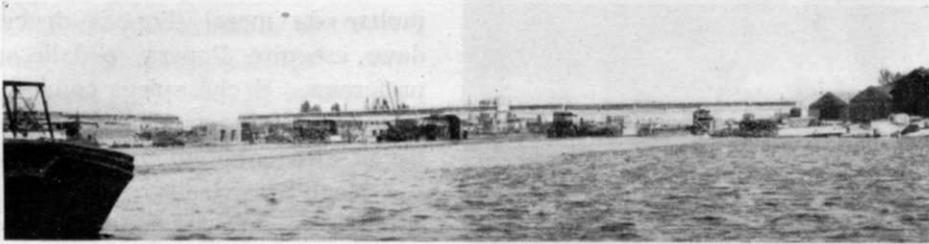


FIG. 14. — Ponte sull'Amstel (Olanda).

dei giunti provvisori. Si ottenne così una compressione molto semplice dei tronchi; i cavi superiori erano posti in scanalature e i cavi inferiori erano posti nelle solette gettate fra ossature inferiori. L'esecuzione è stata un po' differente.

Lo studio è stato fatto dalla Facoltà di Ponti e Strade di Amsterdam, sotto la direzione del dott. Jansinnius, e le disposizioni dei cavi di congiunzione sono molto simili a quelle del progetto preliminare. Nutrivo qualche timore riguardo agli attriti. Devo dire che l'esecuzione è stata così accurata che questi timori si sono rivelati inutili poichè le perdite per attrito sono state di lieve entità.

Il coefficiente di attrito che risulta dal raffronto fra gli allungamenti e le indicazioni dei manometri è stato dell'ordine di 10 %.

Mi fermerò qui con gli esempi dei ponti.

Scegliendo questi esempi ho potuto darvi l'impressione di un impiego quasi esclusivo, nelle nostre costruzioni, della prefabbricazione, poichè a parte il ponte di Caracas (in cui è l'impalca-

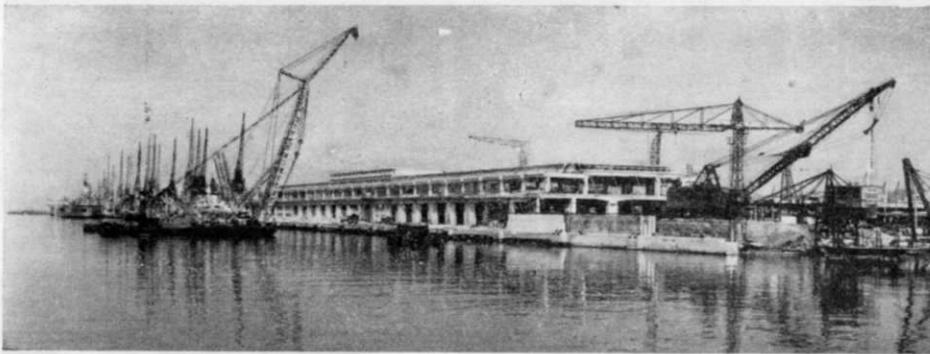


FIG. 15. — Nuova stazione marittima di Le Havre.

tura e non il ponte in prefabbricato) si tratta, in tutte le opere a cui si è fatto cenno, di grandi insiemi, qualche volta formati da elementi congiunti tra loro per precompressione, e posti in opera con l'aiuto di imponenti mezzi.

Ritengo di dover correggere un poco questa impressione.

Per comporre questo film ho scelto fra i 400 ponti costruiti un po' dappertutto nel mondo, gli esempi più spettacolari per il loro procedimento di costruzione. Di fronte a un problema determinato, non si può porre come principio assoluto la prefabbricazione. Ciò dipende dalle circostanze e dalle condizioni economiche.

Non si possono negare i grandi vantaggi della prefabbricazione dal punto di vista della regolarità delle casseforme e delle resistenze, dal punto di vista dei termini di immobilizzazione delle vie, navigabili o terrestri, che l'opera deve sorpassare. Ma, in certi casi, è più facile spostare una

cassaforma relativamente leggera che una trave in cemento. Ci si può trovare d'altra parte meno vincolati nello scartamento da dare alle travi dell'ossatura, procedendo mediante getto in opera; si ha sempre più tendenza a aumentare questo scartamento utilizzando le possibilità notevoli di resistenza delle piastre di soletta. Da ciò derivano travi molto pesanti che sarebbe difficile manovrare. Bisogna stabilire, quindi, un bilancio in ogni caso fra i vantaggi del lancio e quelli del getto in opera.



FIG. 16. — Stazione marittima di Le Havre.

La scelta del procedimento può dipendere inoltre da mezzi d'opera di cui dispone chi deve eseguire l'opera, e dalle sue capacità e preferenze. Il che spiega come in certi paesi si trovano in gran parte opere gettate in sito, mentre in altri, abbondano le opere prefabbricate.

Negli Stati Uniti, per esempio, è necessario eliminare ogni esitazione, ogni incertezza, ogni improvvisazione sul cantiere perchè, queste improvvisazioni rappresentano degli sprechi di una mano d'opera pagata a prezzo estremamente elevato.

Ciò comporta la necessità della prefabbricazione nello stabilimento, la quale consente

di prestabilire programmi senza incerti. In Germania, per contro, si troveranno più spesso opere gettate in sito. Ciò perchè si cerca di economizzare al massimo i materiali, mano d'opera nella maggior parte dei paesi di Europa.

Mi sono limitato a segnalare queste ripercussioni delle condizioni economiche e attitudini locali sulle concezioni delle opere in generale, e per il precompresso in particolare, e sui procedimenti di esecuzione.

Ecco ora qualche esempio di costruzioni industriali.

Esse possono essere classificate schematicamente in due categorie: quelli in cui il problema dominante è il solaio, e quelli in cui il problema dominante è la copertura.

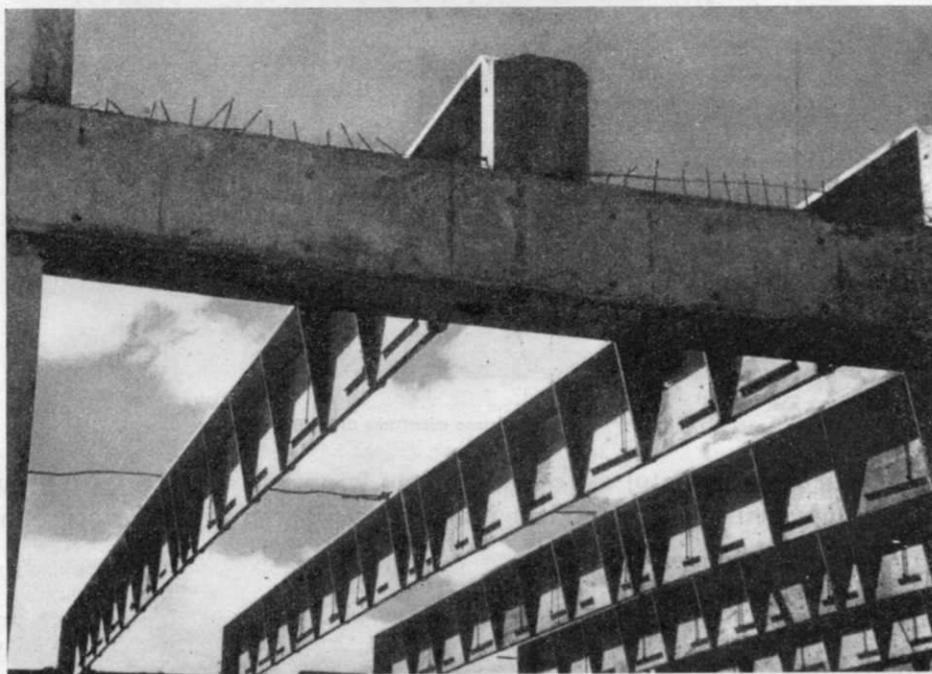


FIG. 17. — Rimessa di Heathrow: travi di copertura.

Alla prima appartengono la Stazione Marittima di Le Havre (figg. 15 e 16). L'opera, salvo gli sheds e le piastre di fondazione, è costituita interamente da elementi prefabbricati precompressi, riuniti in sito con cavi di precompressione.

Circa 3000 elementi che rappresentano *mc* 15.000 di cemento, sono stati prefabbricati a Rouen e trasportati a Le Havre per ferrovia.

L'ossatura al piano terra è quella che presentava più difficoltà. Essa costituisce un portale a quattro campate e uno sbalzo.

Il film vi mostra il montaggio di questo portale. I pilastri erano preventivamente messi in piedi e ancorati, la trave orizzontale formante traverse di questo portale multiplo era scomposta in 7 elementi; 4 fra di essi erano tenuti insieme da precompressione sui pilastri, le altre 3 tenute insieme sui precedenti in modo da completare le campate.

La sezione delle travi è un cassone che comporta dei risalti per l'appoggio delle travi secondarie. Queste ultime sono in forma di doppio U di *cm* 2 di larghezza e di *m* 0,75 di altezza. Esse sono precomprese alla prefabbricazione e solidarizzate fra loro da cavi a cappello che li legano dall'altra parte alla trave maestra.

Noi ritroviamo qui la medesima discussione sui vantaggi della prefabbricazione e del getto in opera. È ancora una questione di circostanze locali. Nel caso di Le Havre, la ristrettezza del cantiere e la brevità dei termini di esecuzione obbligarono praticamente alla prefabbricazione. In altri casi sarà preferibile il getto in opera per almeno di una parte degli elementi.

È così che per le ossature a riquadri c'è a mio avviso interesse a gettare in opera le travi maestre.

L'ing. Zorzi ci dimostra (v. p. 97) che è possibile compensare l'effetto dei raccorciamenti dovuti alla precompressione e al ritiro, se si dispongano convenientemente dei cavi nelle travi maestre. Io sono arrivato a una conclusione analoga e credo che questo inconveniente, che si considera come molto molesto, può essere estremamente ridotto e non può in nessun modo pregiudicare la adozione della precompressione per la costruzione di edifici di questo tipo. Ma ci sono altre difficoltà contro questi vantaggi. Esse sono di tutt'altro ordine e ritornerò su questo argomento più avanti. Bisogna riconoscere, in ogni caso, che, fin qui, il numero delle costruzioni industriali di questo genere è ancora molto ridotto in confronto al numero dei ponti attualmente costruiti.

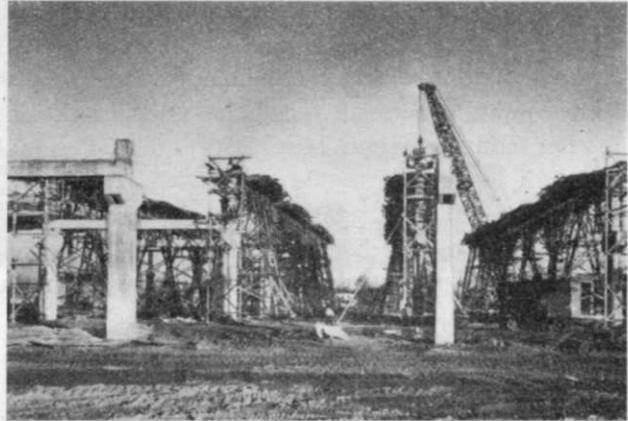


FIG. 18. — Laminatoio a Düsseldorf (Wayss e Freytag).

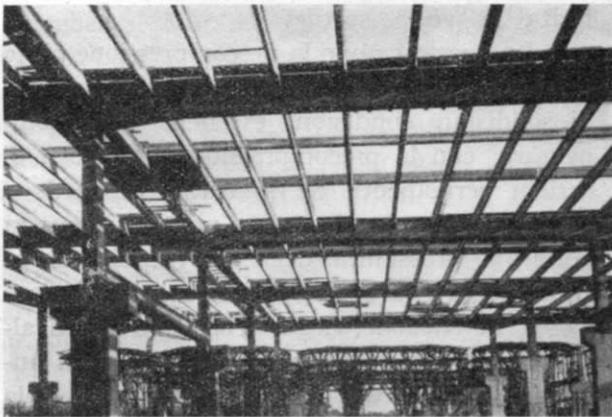


FIG. 19. — Particolare della costruzione.

in coltello di straordinaria leggerezza, che molti di noi hanno visto all'epoca del Congresso del Precompresso, nell'ottobre scorso a Londra: travi a  $\Gamma$  da *m* 1,5 di altezza di *m* 1 di larghezza, con spessori di piastre e di ali (fig. 17) di *m* 0,10. La prefabbricazione si imponeva qui, perchè non si sarebbe potuto ottenere, gettando in opera, la perfezione necessaria a una costruzione così audace.

Consentendo qualche aumento di peso, si potrà trovare vantaggio a gettare parzialmente in opera. Dovrà allora fermarsi l'attenzione sulle centine e sulla loro manovrabilità.

È il caso di una costruzione molto bella a Düsseldorf (figg. 18, 19 e 20) fatta da Wayss & Freytag: *mq* 45.000 coperti, travi principali continue in 7 portate di 20, 15, 25, 20, 15, 20, 25 metri

Nel caso in cui il problema predominante sia la copertura, questa può essere considerata come una soletta cioè costituita da capriate sulle quali si appoggiano le travi secondarie.

Ecco l'esempio di una lavanderia a Francoforte: portali a due articolazioni di *m* 30 di portata e da *m* 12 di altezza libera.

Ecco un dettaglio dell'ossatura di un hangar d'Heathrow in Inghilterra, con le sue travi

a profilo rettangolare variabile e cavi parabolici in ogni campata con ripiegatura su appoggi; travi secondarie da  $m$  16 di portata a profili a  $\Gamma$ , da  $m$  0,65 di altezza su  $m$  0,30 di larghezza con spessori da  $cm$  0,12.

Le travi maestre sono state gettate in opera con l'aiuto di due carri ponti che si vedono sul fondo.

Le travi secondarie sono state prefabbricate e poste in opera mediante la gru.

Citerò ancora come esempio interessante di coperture realizzate con nostri procedimenti, una costruzione che voi conoscete: la Manifattura dei Tabacchi di Napoli:  $m$ q 25.000, portata  $m$  25, volte rese rigide da archi precompressi (fig. 21).

Altro modo di risolvere la copertura è la volta sottile. Teoricamente è la migliore. È fuori discussione che ogni altro genere di copertura a soletta è più pesante.

Per convincersene basta riprendere l'esempio delle travi di Heathrow, che costituiscono un record di leggerezza.

La trave di  $m$  33 di portata pesa  $t$  27 il che rappresenta per questa trave uno spessore medio di  $m$ q 0,075 di calcestruzzo. Ora, occorre aggiungere le travi terminali, le travi secondarie e la copertura. Quest'ultima, a Heathrow, è in alluminio. Si vede subito che, in condizioni differenti,

e cioè se la copertura fosse in cemento, lo spessore medio che si otterrebbe sarebbe molto più considerevole di quello che si può ottenere con una volta.

La questione resta discutibile sul terreno economico, perchè le soluzioni a volta sono ostacolate dal costo della cassaforma e dalla sua manovrabilità.

Sembra dunque che la soluzione meno cara, in Italia, per lo meno quando si hanno a disposizione appoggi sufficientemente ravvicinati è lo shed costituito da solette in cemento armato e laterizi su piccole capriate in cemento armato, e queste appoggiate su travi precomprese.

Ma per ragioni di estetica, può essere preferita la volta sottile.

In questo campo la precompressione porta a nuove soluzioni. Fra le tante, la possibilità di soddisfare condizioni estetiche e di compensare, con la precompressione, gli effetti di carichi permanenti. Se si tratta di sheds a volta per esempio, si possono mettere in questa volta, in prossimità delle generatrici d'imposta, dei cavi parabolici che creano, con la loro messa in trazione, degli sfrozi equivalenti all'effetto di carichi ascendenti; si può così annullare l'effetto dei carichi permanenti e della metà del sovraccarico, e non resta che la resi-

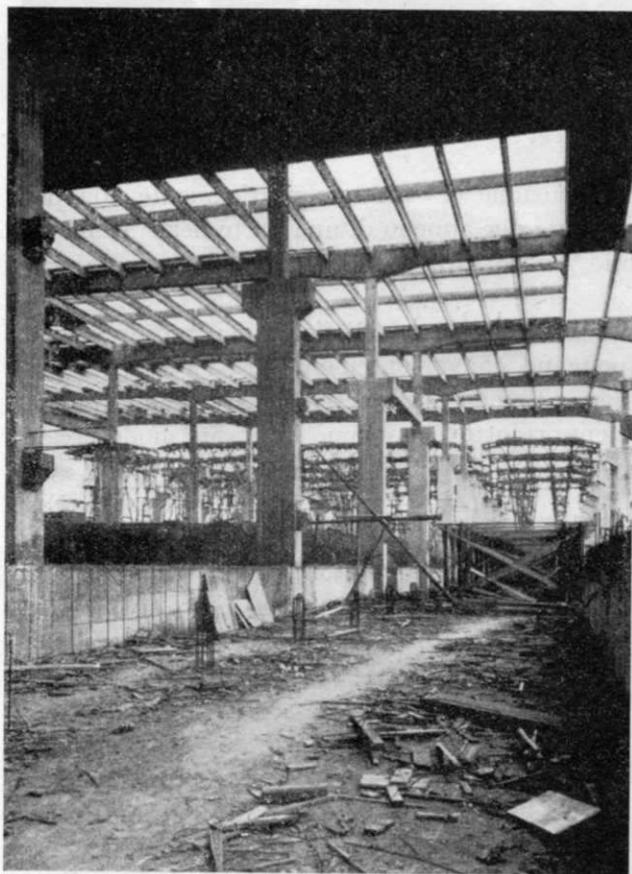


FIG. 20. — Laminatoio di Duesseldorf.

stenza alla metà del sovraccarico in un senso o nell'altro. Avevo indicato questa possibilità quando ebbi a parlarne in questa medesima aula: in seguito sono state fatte applicazioni di questo principio.

Ecco per esempio degli sheds in Olanda (fig. 22) di  $m$  20 e 33 di portata di  $m$  8 di larghezza. Gli spessori sono di  $cm$  7,5, sovrabbondanti per la resistenza, ma imposti dalle condizioni di esecuzione. Sheds analoghi sono stati eseguiti in Inghilterra.

In un altro genere, ecco le volte a crociera (fig. 23) volte a imposte quadrate di  $m$  19 di portata: volte compresse, imposta quadrata tesa. Gli spessori variano qui da 5 a 15 centimetri.

Progressi possono essere fatti ancora nelle volte di questo tipo; essi devono orientarsi verso la cassaforma, poichè risiede in essa il grande handicap di queste soluzioni. Sheds prefabbricati, riuniti insieme da precompressioni, sono stati eseguiti; ed è probabile che si possa, con tali metodi,

arrivare a prezzi del medesimo ordine, e forse inferiori, delle costruzioni considerate fin qui le più economiche.

Avrei voluto dare diversi esempi di opere: lavori marittimi, lavori di dighe, lavori in scavo, per i quali i procedimenti impiegati conducono a soluzioni molto interessanti e molto diverse, ma huesto ci avrebbe condotto troppo lontano.

Mi limiterò dunque agli esempi che vi ho appena mostrati. Ma non vorrei terminare senza prima discutere una questione che ho appena accennata a proposito degli stabilimenti industriali.

Come ho già detto, e come sapete, si costruiscono troppo pochi stabilimenti industriali in cemento armato precompresso, mentre costruiamo molti ponti. Da cosa deriva questo?

Ciò è causato in primo luogo dal fatto che la clientela non è sempre la stessa. Per i ponti, la clientela è quella delle Amministrazioni che desiderano la qualità e la impongono nei loro capi-



FIG. 21. — Manifatture Tabacchi a Napoli.

tolati. Per gli stabilimenti noi trattiamo, in generale, con una clientela privata che si preoccupa innanzitutto del costo, mentre la qualità passa in secondo piano.

Questo non vuol dire che essa si disinteressa alla qualità, ma fino ad oggi la qualità cemento armato è bastata. La clientela accetterà un miglioramento che non le sembri indispensabile a patto che non sia ragione di un aumento di prezzo.

Questa situazione sarebbe grave per il cemento armato precompresso se fosse vero che non si possono ottenere, con questo materiale, costruzioni che presentino un grado di sicurezza uguale a quello del cemento armato senza una maggiorazione di prezzo notevole.

C'è in questo un malinteso che è la causa fondamentale del nostro ritardo in questo campo, e che bisogna dissipare.

Le maggiorazioni di costo, quando esistono, non provengono che da una applicazione errata, a costruzioni iperstatiche, di regole relative a costruzioni isostatiche. Applicandole alla lettera, si ottiene sempre, così come l'esperienza dimostra, una sicurezza eccessiva.

Non esiste alcun dubbio circa la sicurezza a rottura e tutti sono d'accordo nell'ammettere l'assettamento delle opere prima di rottura. Si otterrebbe dunque già una soluzione accettabile per tutti ammettendo che basti calcolare le costruzioni a rottura; ciò che permette di dimensionare e disporre convenientemente i cavi, con riserva di richiedere una verifica sotto i carichi di servizio secondo i metodi del cemento armato, essendo d'altra parte, i cavi bene iniettati, da considerarsi come armature, che saranno o meno rinforzate da barre di acciaio non in tensione.

Si avrebbe già un beneficio con questa soluzione; e questo non soltanto senza maggiorazione di costo, ma in generale con economie sensibili; poichè si sarà già certi di una grande resistenza

alla fessurazione, e garantiti contro le fessure che si possono produrre sotto i carichi accidentali in quanto essi si risaldano quando il carico accidentale non incide più.

Ma ritengono che c'è dell'altro e che si possano ottenere, con lo stesso costo o a costo inferiore, costruzioni non fessurabili sotto i carichi di servizio (con un coefficiente di sicurezza dello stesso ordine di quello delle costruzioni isostatiche), tenendo conto della facoltà di adattamento prima della fessurazione.

La questione è stata molto discussa su questo punto al Congresso di Londra nel 1953. Io vi sostenni il punto di vista di una possibilità di adattamento del conglomerato in trazione, basandomi su alcuni risultati di prove che avevo effettuate su travi e su solette.

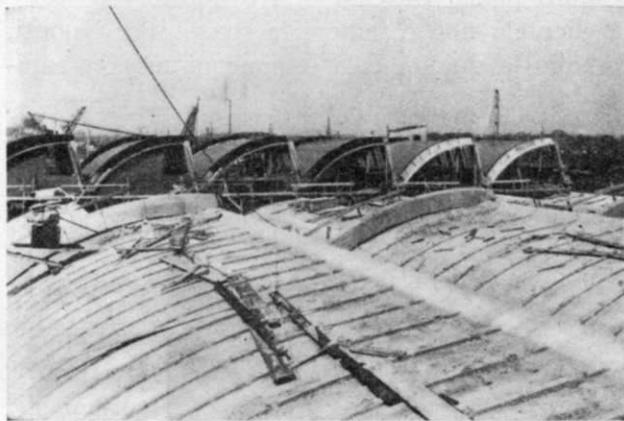


FIG. 22. — Tipo di sheds (Olanda).

Ho allora intrapreso, con una sovvenzione della Camera Sindacale dei Costruttori in cemento armato di Francia, delle nuove prove, nelle quali ho tentato di cercare su alcune travi isostatiche la legge della curvatura in funzione del momento che è il fattore essenziale.

Contrariamente a quanto mi aspettavo, la fessurazione si produsse esattamente alla fine del campo elastico, cioè quando il diagramma momento-curvatura, prima lineare, si curvava.

Non possono dare qui il resoconto di tali prove che pubblicherò dietro approvazione della Camera Sindacale; ma i risultati ottenuti non modificano essenzialmente il mio punto di vista iniziale.

Fisicamente, ci sarà senza dubbio una fessurazione alla fine del periodo elastico, ma questa fessurazione è dapprima una microfessurazione, che resta invisibile fin quando non si sarà sorpassato un certo limite. Se questa microfessurazione si produce su zone sufficientemente tese, si generano immediatamente modificazione di reazioni delle variazioni o ridistribuzioni dei momenti; e anche, nel caso di solette, delle variazioni nella distribuzione degli sforzi normali, tali che le zone interessate da queste microfessurazioni restano in uno stato stazionario, o almeno, lentamente variabile con i carichi. In altri termini, la fessurazione resterà per molto tempo invisibile, anche con potenti strumenti di osservazione. Praticamente la costruzione non è fessurata, e la microfessurazione che l'ha interessata, d'altronde temporaneamente, non presenta alcun inconveniente dal punto di vista della conservazione delle armature, fintanto che, almeno, le questioni dell'impermeabilità non si impongono.

Le resistenze elevate non potranno dunque essere ottenute che a condizione che le zone

di alcuni risultati di prove che avevo effettuate su travi e su solette. Avevo, in queste prove, ottenuto resistenze, calcolate come se le regole elastiche fossero applicabili estremamente elevate, raggiungendo  $kg/cm^2$  125 per alcune prove; ed avevo cercato una spiegazione nell'adattamento alla trazione.

La *Cement and Concrete Association* e il prof. Magnel intrapresero delle prove di controllo sulle travi continue.

I risultati furono diversi da quelli da me ottenuti. La fessurazione si produceva in queste prove alla fine del campo elastico, senza alcun assestamento (1).

Ho allora intrapreso, con una sovvenzione della Camera Sindacale dei Costruttori in ce-



FIG. 23. — Vòlte a crociera.

(1) La comunicazione interessantissima che l'ing. Morandi ha fatto non mi sembra contraddittoria nei confronti con i risultati da me ottenuti, benchè egli abbia previsto la fessurazione più immediata di quanto si possa prevedere in base alle teorie sull'elasticità. Mi sembra che si tratti di un fenomeno di tutt'altro ordine, che consisterebbe in una modifica delle caratteristiche meccaniche del portale provato (modifiche del momento di inerzia della lastra superiore di questo portale).

raggiunte dal limite di elasticità siano tese, cioè che queste pseudorotule, se si vuol usare questa parola, forse impropria, ma che rende l'idea, siano capaci di rotazioni importanti, al disopra delle rotazioni elastiche, prima di raggiungere il limite di fessurazione visibile.

Questa questione sarà certamente discussa al Congresso di Amsterdam, nel 1955, e possiamo attendere per verderci più chiaro, le comunicazioni che non mancheranno di essere fatte.

Nel frattempo, mi accontenterò di segnalare che, pur non essendo le opinioni concordi, tutti si sono accordati a domandare, al Congresso di Londra, che siano ammesse sollecitazioni di trazione locali — sugli appoggi o in travate — importanti, dell'ordine di  $kg/cm^2$  35, nelle costruzioni iperstatiche, a condizione di armare sufficientemente le zone dove si ammettono dette trazioni.

Il regolamento tedesco, senza distinguere d'altronde i casi di costruzione iperstatica da quelli di costruzioni isostatiche, ammette le sollecitazioni di trazione ancora più forti,  $kg/cm^2$  48, in alcune categorie di costruzioni che esso chiama parzialmente precomprese. Deve essere effettuata allora una verifica come per il cemento armato.

È per questa via che mi sembra si debba per ora ricercare il fattore economico nei progetti per edifici industriali: e cioè perseguire lo studio della sicurezza alla rottura — che io stimo si possa fare fin da ora, come ho accenato innanzi, e che si identifica con una verifica di comune struttura in cemento armato — ritrovando per conseguenza l'ordine di grandezza della precompressione da adottare per le strutture di dette opere.

Credo che, se ci si impegna, la precompressione guadagnerà molto terreno nel campo delle costruzioni di strutture di stabilimenti industriali.

Non si dovrebbe, d'altra parte, compensare questa larghezza dei regolamenti con una severità eccessiva al riguardo delle sollecitazioni di trazione dell'acciaio.

In Francia, non temiamo — e le referenze sono sufficientemente numerose per aver valore di giustificazione — di tendere i nostri acciai all'80% del limite di rottura. Si tratta di una tensione temporanea, che serve d'altronde come prova di collaudo e che non può che diminuire a seguito del fluage e dei rilassamenti.

Ritengo che si debbano accettare trazioni di questo ordine, alla condizione espressa di eliminare gli acciai fragili; di regola questi acciai sono quelli i cui diagrammi sono troppo lineari.

Bisogna eliminare i procedimenti di fabbricazione che comporterebbero per gli acciai simili diagrammi.

YVES GUYON



# CONSIDERAZIONI SULLA PROGETTAZIONE DEI GRANDI SERBATOI IN PRECOMPRESSO

## Premesse

La costruzione di serbatoi circolari di grande diametro, in cemento armato precompresso, ha avuto, come noto, un notevole sviluppo negli ultimi anni, sia per la riconosciuta economia che questo tipo di struttura presenta rispetto alle corrispondenti strutture in cemento armato normale, che per la possibilità di eliminare qualsiasi trazione nel calcestruzzo, e quindi di ovviare agli inconvenienti derivanti da perdite attraverso possibili fessurazioni.

È necessario, peraltro, osservare che per raggiungere i due scopi sopradetti (e cioè l'economia congiunta all'assenza di trazione) in questo tipo di strutture, nella pratica corrente debbono essere rispettati opportuni accorgimenti, sia per quanto concerne le modalità di tesatura dell'armatura di precompressione, che per quanto si riferisce allo schema statico da adottare.

### A) SCHEMA STATICO

L'esecuzione dei serbatoi in precompresso, nelle applicazioni più moderne, comporta, come noto:

- a) La costruzione delle pareti.
- b) La messa in opera e tensione dell'armatura di precompressione.
- c) Il rivestimento della stessa con gunite.

Senza entrare in dettagli noti di calcolo, è evidente che questa armatura pretesa è proporzionata in modo da eliminare qualsiasi trazione a serbatoio pieno.

Ciò non avviene, peraltro, a serbatoio vuoto, nel qual caso, se la parete è vincolata rigidamente al piede (come si ha nei normali serbatoi in cemento armato), la precompressione genera sollecitazioni flessionali verticali, le quali possono essere causa di fessurazioni.

Il calcolo di queste sollecitazioni può essere condotto (1) abbastanza rapidamente, considerando, al solito, la parete del serbatoio come costituita da una serie di travi verticali su appoggio elastico, determinato dagli anelli orizzontali.

Nel caso particolare, la costante di sottofondo  $K$  è costituita dal valore della pressione capace di determinare una deformazione radiale unitaria in un anello orizzontale appartenente ad una parete pure di altezza unitaria, cioè, poichè la deformazione generica è data da:

$$y = \frac{p R^2}{E \cdot s},$$

si ha:

$$K = \frac{E \cdot s}{R^2}.$$

Nello stesso modo, il valore della costante della equazione differenziale della trave su suolo elastico:

$$B = \sqrt[4]{\frac{K}{4 E I}},$$

in conseguenza della impedita deformazione trasversale delle travi affiancate, risulta:

$$B = \sqrt[4]{3 (1 - \nu^2) \cdot \frac{1}{R \cdot s}}.$$

Le sollecitazioni flessionali così ricavate, possono essere assorbite da un'armatura adeguata del tipo normale, ovvero provvedendo ad una precompressione verticale con opportuni cavi in acciaio armonico.

Poichè, però, tali sollecitazioni flessionali crescono al crescere del raggio del serbatoio (cioè al decrescere di  $B$ ), si osserva che, per diametri al di sopra dei 30 metri (2) non è più conveniente l'adozione di strutture in precompresso, poichè, mantenendo il vincolo rigido al piede della parete, si dovrebbero assumere dimensioni ed armature praticamente eguali a quelle necessarie qualora la struttura fosse del tipo normale.

Per ovviare l'inconveniente menzionato, è necessario eliminare il vincolo inferiore della parete, in modo che essa sia libera di deformarsi radialmente durante la messa in opera della armatura di precompressione, e si comporti come un complesso di anelli orizzontali indipendenti l'uno dall'altro.

È opportuno a questo punto osservare che, se in tale modo sono eliminate le sollecitazioni flessionali in serbatoi a spessore costante, nei quali l'armatura sia uniformemente distribuita, ciò non è vero per serbatoi nei quali le pareti siano a spessore variabile, anche se gli sforzi di precompressione variano proporzionalmente.

In tal caso, infatti, essendo variabili il momento d'inerzia  $I$  e la costante  $K$ , si hanno delle deformazioni differenziali e quindi delle sollecitazioni flessionali, peraltro limitate, se l'armatura pretesa è disposta con passo adeguatamente breve.

**B) MODALITÀ DA SEGUIRE NELLA MESSA IN OPERA DELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE.**

Si consideri adesso il comportamento delle pareti durante la fase di tesatura dei cavi.

Qualunque sia il sistema di precompressione orizzontale adottato (sia esso con cavi distanziati, o con fili di acciaio disposti a brevissima distanza), all'atto della messa in opera dell'armatura si determinano delle sollecitazioni flessionali (che per serbatoi di grande diametro raggiungono dei valori notevoli), le quali evidentemente si verificano poichè essendo solo una porzione limitata della parete soggetta alla precompressione debbono determinarsi delle rotazioni nelle diverse sezioni che mantengono la continuità nel senso verticale della parete stessa.

Anche in questo caso, può adottarsi la teoria della trave su mezzo elastico, con le considerazioni prima fatte.

Si supponga, ad esempio, che la messa in opera nell'armatura abbia raggiunto un'altezza  $l$  e che si tratti di un serbatoio cilindrico di raggio  $R$ , e spessore costante  $s$ .

In funzione del valore  $B \cdot l$  ( $> 0 < 2,5$ ) la trave sarà considerata di lunghezza indefinita o finita.

Le caratteristiche di sollecitazione che si generano in conseguenza della parzialità del carico applicato alla parete, possono essere agevolmente determinate eseguendo un taglio fittizio nel punto in cui sono state interrotte le armature pretese.

Poichè le due facce del taglio subiscono una traslazione ed una rotazione relative, per ripristinare la continuità sarà necessario applicare su ognuna di esse delle sollecitazioni  $T$  ed  $M$  che rispettino le congruenze (fig. 1).

Il problema sarà quindi risolto stabilendo due equazioni di equilibrio alla rotazione ed alla traslazione nelle due incognite  $T$  ed  $M$ .

Evidentemente, conosciute  $T$  ed  $M$ , dalla teoria delle travi su mezzo elastico, si ricavano per ogni punto della parete le sollecitazioni flessionali indotte.

Nel caso particolare in cui le due porzioni di parete possano considerarsi entrambe di lunghezza infinita, il problema può essere risolto in maniera più agevole.

Infatti, la precompressione impressa alla parte inferiore della parete, potrà assumersi equivalente ad un carico trapezoidale che a sua volta può scindersi in un carico uniforme ed in un carico triangolare (fig. 1).

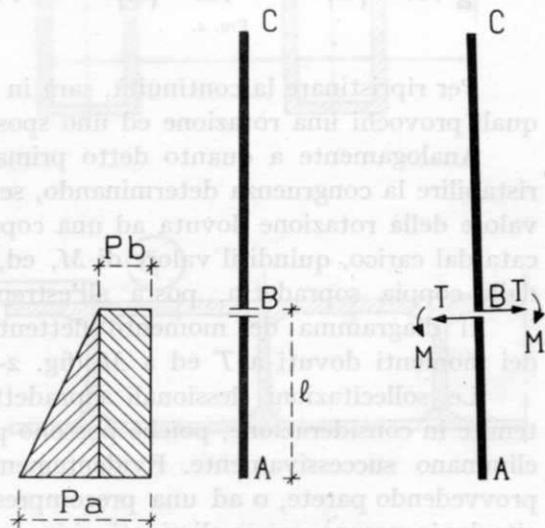


FIG. 1.

Considerando dapprima la porzione uniforme del carico applicato, si osserva che essa provoca solo una traslazione relativa delle due porzioni di parete, data da:

$$\delta_0 = \frac{p_b}{b \cdot k} \quad (b = \text{larghezza della trave})$$

e non una variazione angolare relativa.

Per ripristinare la continuità è necessario disporre delle forze taglianti  $T$ , le quali, nel caso generale, provocano ai bordi spostamenti orizzontali e rotazioni di segno uguale, e contrario.

Dalla teoria delle travi su mezzo elastico, l'espressione dello spostamento provocato da un carico  $T$  è nota e quindi, eguagliando tale espressione alla metà dello spostamento relativo tra le due facce del taglio provocato dal carico

$$y = \frac{1}{2} \frac{p_b}{b \cdot k}$$

può ricavarsi il valore numerico dello sforzo  $T$ .

Nota il valore di  $T$ , è quindi possibile determinare il diagramma del momento flettente da esso provocato sui due elementi di parete, il quale avrà un andamento emisimmetrico (fig. 2-a).

Considerando poi la porzione triangolare del carico, si nota che essa non provoca una traslazione della parete, ma solo una rotazione relativa che vale:

$$\theta = \frac{p_b - p_a}{b \cdot k \cdot l}$$

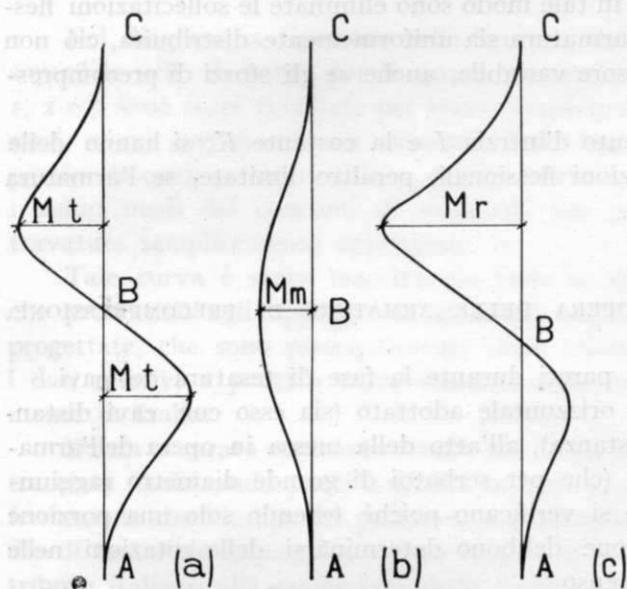


FIG. 2.

Per ripristinare la continuità, sarà in tale caso necessario applicare due coppie  $M$ , ognuna delle quali provochi una rotazione ed uno spostamento.

Analogamente a quanto detto prima, trattandosi di travi di lunghezza infinita, è possibile ristabilire la congruenza determinando, sempre dalla teoria delle travi su appoggio elastico, solo il valore della rotazione dovuta ad una coppia  $M$ , ed eguagliando tale valore alla rotazione provocata dal carico, quindi il valore di  $M$ , ed infine, il diagramma dei momenti provocati nella trave dalla coppia sopradetta, posta all'estremità della trave stessa (fig. 2-b).

Il diagramma del momento flettente totale, sarà ovviamente dato dalla somma algebrica dei momenti dovuti a  $T$  ed a  $M$  (fig. 2-c).

Le sollecitazioni flessionali sopradette, seppure temporanee, debbono essere assolutamente tenute in considerazione, poichè possono provocare delle fessure orizzontali le quali difficilmente si eliminano successivamente. Evidentemente, disponendo un'adeguata armatura nell'interno della provvedendo parete, o ad una precompressione verticale, gli inconvenienti dovuti a queste sollecitazioni possono essere eliminati; si incorre, peraltro, nella necessità di dover prevedere delle armature che hanno solo una funzione limitata alla operazione di tesatura dell'armatura orizzontale, con inutile aggravio nel costo dell'opera.

È necessario osservare, inoltre, che in alcuni casi (si darà un esempio in seguito) le armature da disporre sono pressochè uguali a quelle necessarie in un serbatoio in cemento armato normale, di uguali dimensioni, talchè risulta l'inutilità dell'adozione di una struttura in precompresso.

Per evitare l'impiego di tale gravosa armatura, si può ricorrere alla tesatura della spirale di acciaio a gradi, cioè. ad esempio, non in una sola corsa del carrello tesatore, bensì con un numero maggiore di passaggi.

Ad esempio, fissata una determinata armatura da disporre nella parete, si esegue inizialmente una tesatura della spirale, dal basso in alto, con un passo calcolato in modo che le sollecitazioni flessionali che si generano per effetto della precompressione possano essere assorbite dall'armatura stessa.

Successivamente, sempre partendo dal basso, si dispone una seconda spirale con passo adeguato, e così si procede finchè è disposta tutta l'armatura necessaria.

### Serbatoi di Mombaza (Kenja)

Una notevole applicazione dei concetti precedentemente espressi si è avuta in relazione a tre serbatoi di riserva dell'acquedotto di Mombaza, progettati dal prof. ing. Adriano Galli, con la collaborazione dello scrivente.

Detti serbatoi, aventi ognuno una capacità di *mc* 28'000, hanno un diametro di *m* 64,00, una altezza di parete di *m* 5,70 ed un tirante d'acqua di *m* 4,50. La loro disposizione planimetrica è indicata in figura 3.

La sezione trasversale è indicata nella figura 4.

Come si nota la copertura è costituita da voltine toriche perimetrali e da una cupola centrale in cemento armato; per ragioni economiche, inoltre, poichè il terreno ha sufficiente consistenza, si è preferito incrementare lo scavo e disporre il fondo con pendenza pari all'angolo di naturale declivio ( $32^\circ$ ), riducendo in tale modo l'altezza della parete.

La parete stessa è stata prevista a sezione variabile con spessore alla base ed alla sommità rispettivamente di *cm* 24 e 15; essa è stata considerata liberamente appoggiata alla base, ed allo scopo si è previsto un adeguato giunto di dilatazione indicato nella figura 4, nella quale sono anche indicate la disposizione della spirale pretesa e delle armature della parete.

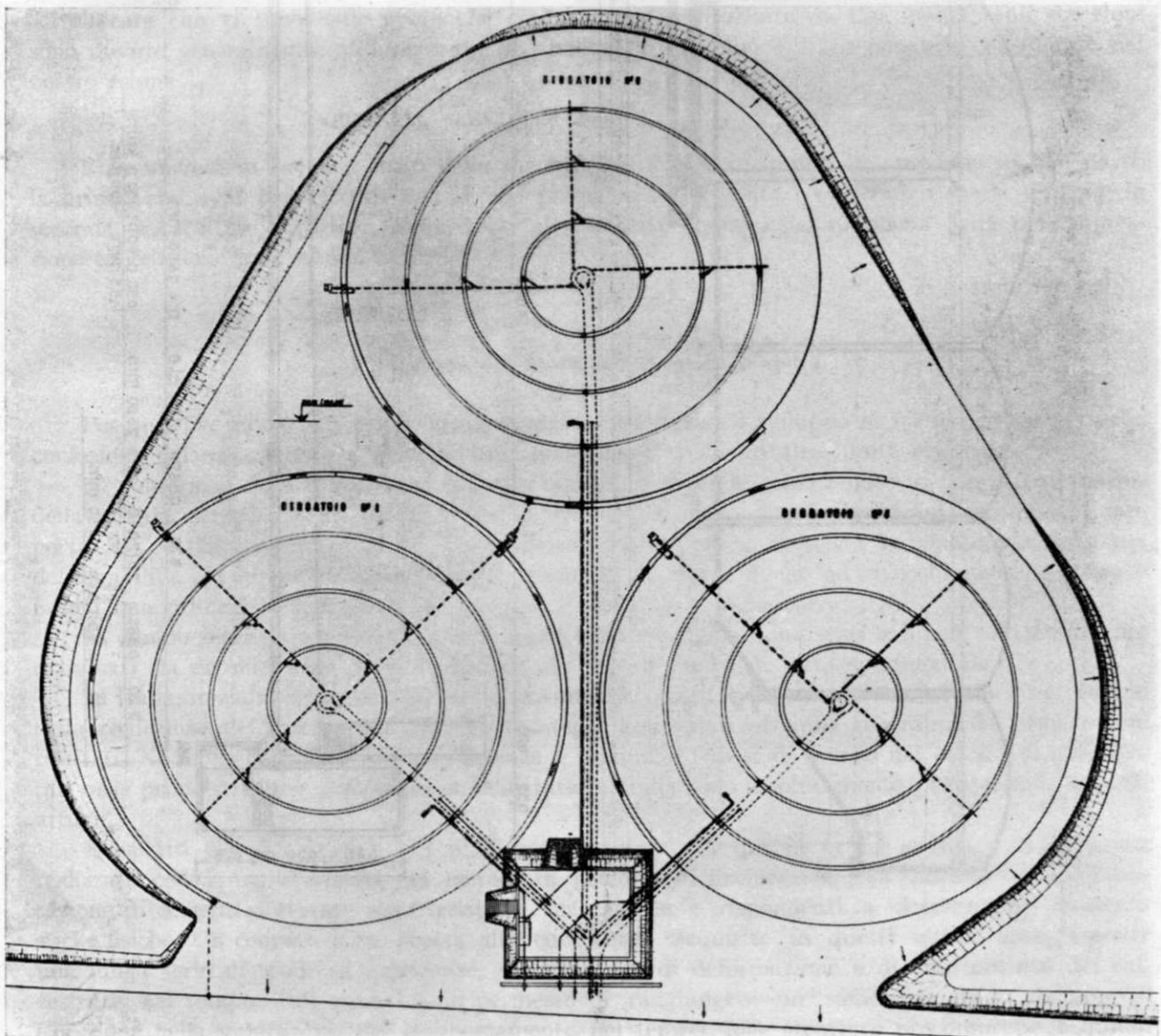


FIG. 3.

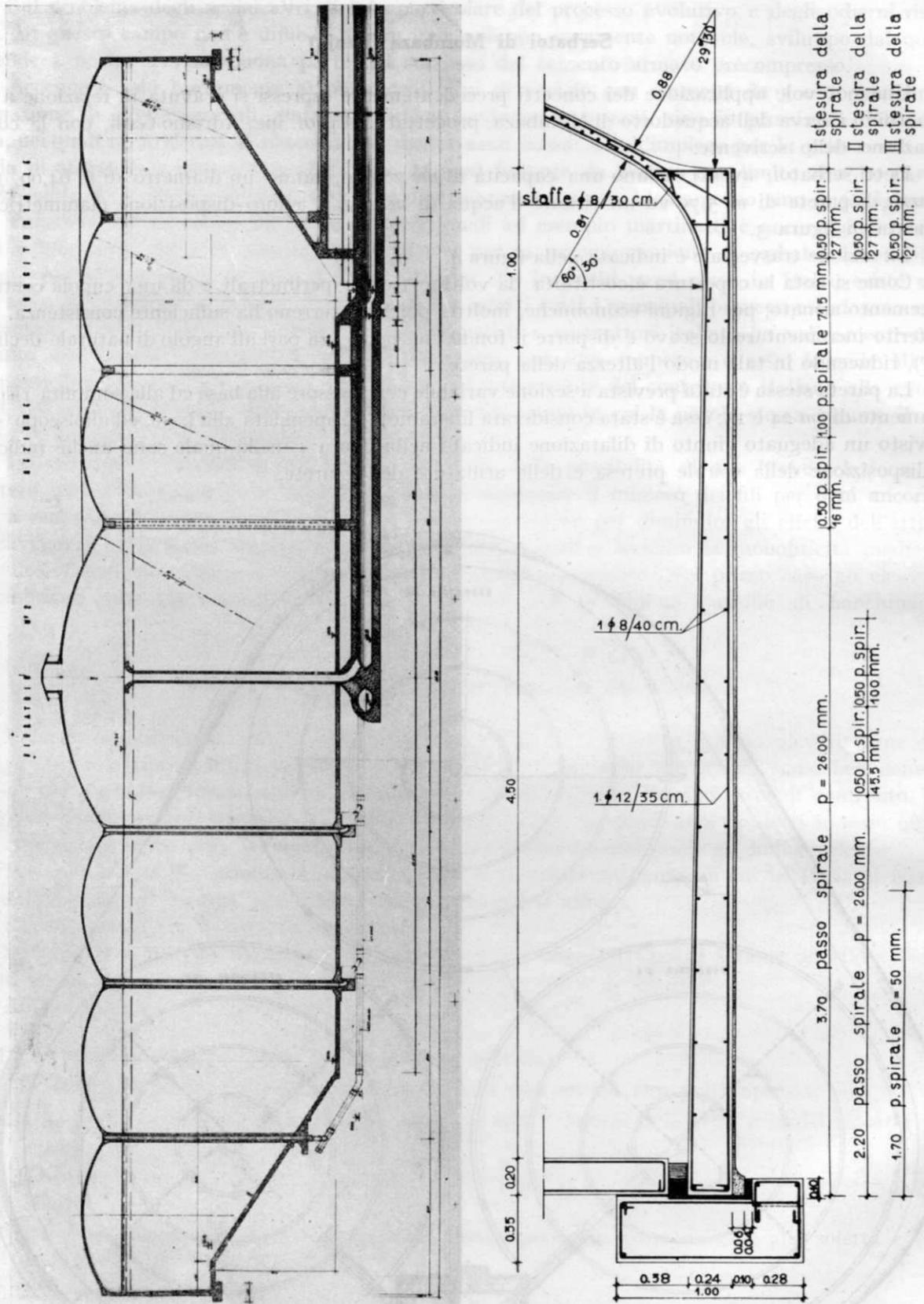


FIG. 4.

Per poter assumere quest'ultima armatura, si sono valutati innanzi tutto gli effetti derivanti da una precompressione parziale della parete, con il procedimento indicato in precedenza.

Allo scopo, sono stati presi in considerazione due casi ipotetici:

a) uno nel quale la spirale è disposta solo per  $cm$  70 di altezza della parete;

b) un secondo nel quale la spirale è stesa per un'altezza di  $m$  2,80, cioè per la metà inferiore della parete.

Nel calcolo sopradetto si è supposta la parete di spessore costante, e si è considerato un giunto di dilatazione alla base per cui non si ha continuità con la platea del fondo e l'anello di appoggio.

La condizione più gravosa corrisponde al caso a) per il quale si ha un momento flettente massimo, pari a  $2666 \text{ kgm/m}$ ; ad assorbire il quale, con le sezioni assegnate, è necessaria una armatura di  $8,2 \text{ cmq/m}$ .

Considerando che tale armatura è di poco inferiore a quella che occorrerebbe in un serbatoio in cemento armato normale, uguale al precedente, si rileva la mancata convenienza che si avrebbe adottando nel caso specifico una struttura in precompresso, se non si provvedesse ad una operazione di tesatura in più fasi.

Per tale ragione, si è quindi prescritta una prima tesatura della spirale di acciaio con un passo di  $cm$  26,3 in modo che il momento flettente max che si verifica per effetto di tale precompressione sia di soli  $1120 \text{ kgm/m}$  perfettamente assorbito dall'armatura di  $cmq/m$  3,35, predisposta nella parete.

Successivamente, con una seconda corsa verticale del carrello cerchiatore, si è disposta una seconda spirale con lo stesso passo della precedente, fino all'altezza del quarto anello, per il quale occorre un'armatura a spirale con passo  $p = 26,3/2 = mm$  13,15.

Le sollecitazioni flessionali saranno dello stesso ordine di quelle in precedenza calcolate e quindi assorbite dall'armatura predisposta.

Infine, mediante una terza passata, si completa nelle strisce, ove occorra, la stesatura della spirale. Nella figura 4 già menzionata, sono specificate anche le fasi successive di stesatura della spirale.

ALFREDO PASSARO

#### BIBLIOGRAFIA

(1) M. HETENYI: *Beams on elastic foundation*. The University of Michigan Press, 1946.

(2) C. DOBELL: *Design, construction and uses of prestressed concrete tanks*. « Public Works », ottobre 1949.